



TITLE:

膨張性地山におけるトンネル覆工
の合理的な設計に関する研究(
Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

岡崎, 準

CITATION:

岡崎, 準. 膨張性地山におけるトンネル覆工の合理的な設計に関する研究. 京都大学, 2004, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2004-03-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r11442>

RIGHT:

膨張性地山におけるトンネル覆工 の合理的な設計に関する研究

平成 15 年 11 月

岡 崎 準

膨張性地山におけるトンネル覆工 の合理的な設計に関する研究

平成 15 年 11 月

岡 崎 準

膨張性地山におけるトンネル覆工の合理的な設計に関する研究

目 次

第1章 序論	1
1.1 はじめに	1
1.2 研究の目的と構成	2
第2章 既往の研究と施工事例	5
2.1 既往の研究	5
2.1.1 覆工の変状、ひび割れに関する研究	5
2.1.2 多変量解析によるトンネル設計に関する研究	7
2.1.3 未収束変位による覆工への作用荷重の推定法に関する研究	9
2.2 膨張性地山におけるトンネルの施工事例と供用後の変状事例	13
2.2.1 膨張性地山におけるトンネル施工事例	13
2.2.2 膨張性地山における供用後の覆工変状事例	28
2.3 まとめ	37
第3章 覆工のひび割れ発生状況に関する分析	39
3.1 対象トンネルとひび割れ発生状況	39
3.2 覆工ひび割れの発生に関する特性分析	42
3.2.1 荷重状態とひび割れ発生との関係	42
3.2.2 分析における着眼点	44
3.2.3 分析対象データ	45
3.2.4 ひび割れ発生の定義	47
3.2.5 ひび割れの発生と変位状況(短期残留荷重)	53
3.2.6 ひび割れの発生と変位状況(長期残留荷重)	54
3.2.7 鉄筋、鋼繊維による補強効果	55

3.2.8 多変量解析によるひび割れ発生判定	57
3.2.9 鋼繊維補強区間におけるひび割れ抑止効果の検証	59
3.3 まとめ	59
第4章 覆工の仕様に関する多変量解析	61
4.1 多変量解析の概要	61
4.2 分析対象データ	61
4.3 ひび割れ発生量の重回帰分析	65
4.3.1 ひび割れ発生量の重回帰分析方法	65
4.3.2 ひび割れ発生量の重回帰分析結果	66
4.3.3 SFRC 打設区間におけるひび割れ密度の検証	69
4.4 覆工仕様の判別分析	70
4.4.1 データの選別と覆工仕様の判別分析方法	70
4.4.2 覆工仕様の判別分析結果	71
4.4.3 覆工仕様の判別式	72
4.5 まとめ	74
第5章 変位未収束区間における覆工作用荷重の検討	75
5.1 覆工応力測定結果による作用荷重の推定	75
5.1.1 分析手法	75
5.1.2 荷重形態(側圧係数)の推定	77
5.1.3 応力測定結果による覆工作用荷重の推定結果	81
5.1.4 ひび割れ発生状況との対比と推定作用荷重の検証	85
5.2 内空変位計測による覆工作用荷重の推定方法の検討	86
5.2.1 既往研究におけるクリープ係数を用いた解析手法	86
5.2.2 変形係数および側圧係数についての課題点	89
5.2.3 クリープ係数の算定についての課題点	89

5.2.4	覆工作用荷重推定方法の提案	91
5.2.5	実測データを用いた検証結果	92
5.3	ノモグラムを用いた簡易覆工設計法	96
5.3.1	ひび割れ発生時の耐力評価	96
5.3.2	ノモグラムの作成	101
5.3	まとめ	112
第6章	覆工設計法の提案	115
6.1	覆工仕様選定手法の理論的検証	115
6.1.1	検証断面区間について	115
6.1.2	覆工仕様選定法の検証	115
6.1.3	各覆工仕様選定手法の検証結果	117
6.2	覆工設計法の提案	121
6.3	まとめ	123
第7章	結論	125
	参考文献	129
	謝辞	135

第1章 序論

1.1 はじめに

近年、鉄道などのトンネルにおいて、年数が経過したトンネルの覆工コンクリート（以下、覆工）が老朽化やその他様々な要因により劣化し、コンクリート片が剥落するといった事故がいくつか報告されており、社会的にも大きく取り上げられている。特に膨張性地山のトンネルでは、トンネルが完成して長期間経過後、予想以上の外力が覆工に作用した結果、剥落には至っていないものの、変状が発生し、大掛かりな改築、補修工事を実施している事例もある。このような変状箇所の剥落事故を未然に防止するため、補修方法や補強方法について実験、研究が重ねられてきている²⁾³⁾。一方、供用開始前の建設段階において、トンネル覆工の変状初期段階のひび割れの発生を極力少なくするなどトンネルの劣化が進行しないような対処をしておくことが将来的な耐久性、安全性に結びつくと考えられ、同時にライフサイクルコストの縮減にもつながると思われる。特に膨張性地山のトンネルにおいてはこのような覆工設計の考え方が必要となってきた。

NATM による施工においては、吹付けコンクリートやロックボルト、鋼製支保工といった一次支保と地山との相互作用でトンネルの安定を確保しており、一次支保の状態でトンネル内空変位が収束した後に覆工の打設を行うことが基本となっている⁴⁾⁵⁾。したがって、一般に覆工には力学的機能を持たせず、供用性や安全率向上の意味から標準設計巻厚を設定し、無筋コンクリートによる施工がなされている場合が多い。しかし、いわゆる膨張性地山と呼ばれるような一部の地山条件下では、大きな変位が収束せずに続くため、このような地山を一次支保のままで放置することは一次支保の破壊にもつながることがあり、また覆工の巻厚を確保するための縫返しが必要となる場合も生じてくる。このための対策として一次支保の剛性を高めてクリープ的な変位を抑止する方法があるが、一次支保の仕様をいたずらに大きくすることは、施工性・経済性の面から実用的に限界がある。そこで通常よりは比較的大きな一次支保を行うものの、多少のクリープ的な変位を残したままの段階で覆工を打設する方法が考えられる。この場合、クリープが収束するまでの変位を抑制するに見合う荷重が覆工に作用することとなり、必要により覆工仕様の変更が要求される。

このような膨張性地山における覆工の設計に際しては、覆工に作用する荷重形態や荷

重レベルに関する種々の研究が行われているが、明確化されたものはなく、既往の実績等を参考に行っているのが現状である。そのため、トンネル構造物の将来にわたる品質確保の面から、膨張性地山における覆工の設計手法を確立する必要がある。

1.2 研究の目的と構成

延長 25.8km の世界最長の陸上トンネルである東北新幹線岩手一戸トンネルの建設では、膨張性地山が延長 5km にわたって出現した。この区間は事前調査のうえ、各種計測を行いながら施工したが、一次支保のみでは変位が収束せず、インバートによる断面の早期閉合を図ったもののクリープ的な変位が続いた。そのため、部分的には覆工に鉄筋コンクリート、鋼繊維補強コンクリート（以下、SFRC）を用いたが、一部の区間では時間の経過とともに、曲げ引張応力による微少なひび割れが側壁部（S.L.部）付近に縦断的に発生した。

本研究では、以上のような特徴を有する膨張性地山における覆工の施工実績やひび割れ発生状況と覆工打設前に得られる地形・地質状況および変位状況の基礎的な相関分析を行うとともに、多変量解析を用いた分析を行い、膨張性地山に対応した覆工の設計手法を提案する。また同時に、変位データから覆工作用荷重を求める理論解析的な推定方法と、ひび割れ発生時に着目した部材耐力の評価法を提案し、この設計手法を検証する。

第1章は序論で、研究の背景、膨張性地山のトンネルにおける覆工設計の現在の課題等について述べ、本研究の位置付けと目的を明らかにしている。

第2章では覆工の変状・ひび割れに関する研究、多変量解析を用いたトンネル設計に関する研究および未収束変位による覆工への作用荷重の推定に関する研究について得られている知見について紹介するとともに、膨張性地山に施工された比較的最近のトンネルにおける掘削および覆工の施工事例と、膨張性土圧が原因で補修が必要となった覆工の変状事例と対策工について述べる。

第3章では覆工のひび割れ調査結果から、変位状況、覆工内の応力状態とひび割れ発生状況との関係を明らかにするとともに、多変量解析を用いて外力作用によるひび割れ発生に関する判別式を求める。

第4章では、トンネル掘削から覆工打設までに得られる各種データと実際に採用された覆工仕様のデータを用いて多変量解析を行うことにより、各データ間の相関性を明ら

かにし、同時に事前に得られるデータから覆工仕様を選定する判別式を求め、その妥当性を検証する。

第5章では、まず、膨張性地山における覆工内発生応力度の計測結果から実際に作用している外力の状態を明らかにする。次に、既存の研究における変形のモデル化などに一部修正を加えることで、トンネル掘削時の内空変位計測値から、簡易な計算により将来の覆工への作用荷重を推定する方法を検討する。また、ひび割れ発生時に着目した無筋コンクリート覆工の部材耐力の評価を行い、ひび割れ発生時の境界荷重値を求めることにより、荷重が既知の場合のひび割れの発生を許容しない設計ノモグラムを作成する。

第6章では、第5章における理論的手法により、第3章および第4章における実績にもとづいた覆工仕様を選定法を任意区間のデータを用いた試設計により検証し、膨張性地山に適応した覆工の設計法を新たに提案する。

第7章では、各章において得られた結論を取りまとめ、本論文の結論とした。

図 1.1 に本研究の構成を示す。

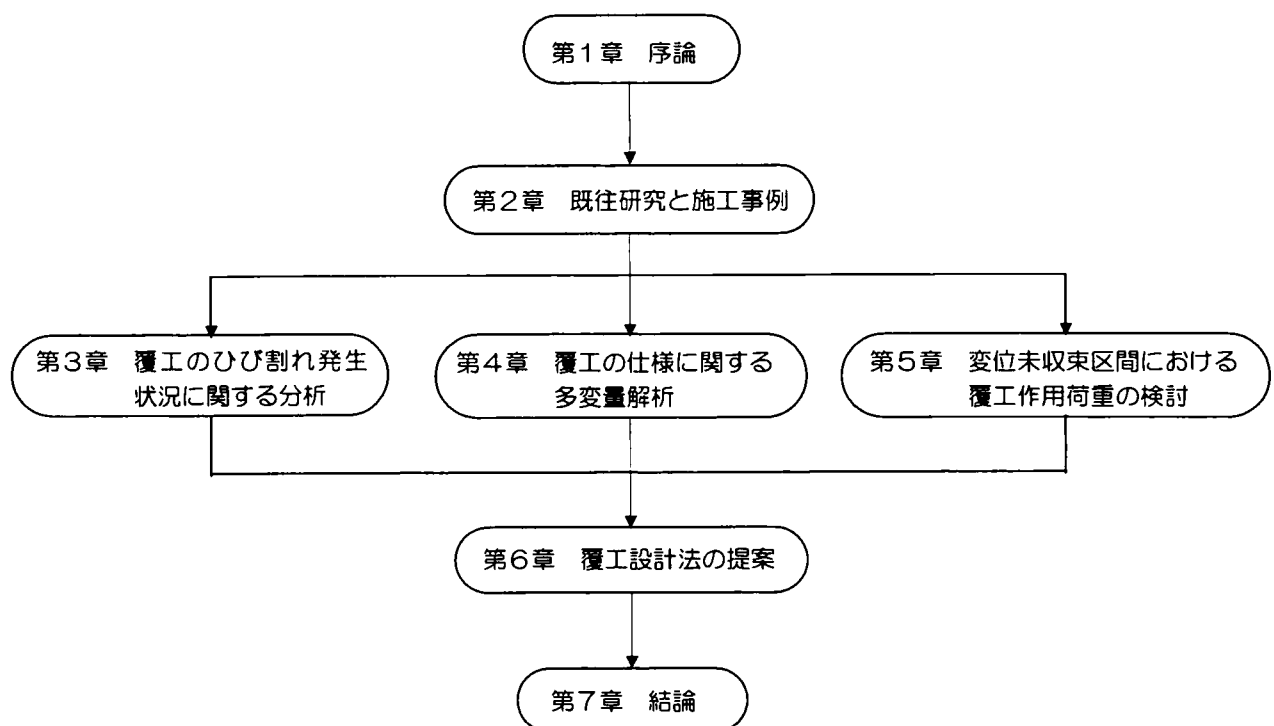


図 1.1 本研究の構成

第2章 既往の研究と施工事例

2.1 既往の研究

本節では、覆工の変状・ひび割れに関する研究、多変量解析を用いたトンネル設計に関する研究および未収束変位による覆工への作用荷重の推定に関する研究について得られている知見を紹介する。

2.1.1 覆工の変状、ひび割れに関する研究

山岳 NATM における覆工は、一次支保の安全率の向上を目的とし、そのうえ、内装機能、保守管理機能、トンネル内施設の保持機能などを付加する目的で設計される⁶⁾。そのため、一般の地質のトンネルで、かつ適切な施工がなされていれば、変状が起こることは稀であると考えられる。また、特殊地山においては、一次支保の補強や、補助工法による対策を行ったうえで覆工を打設している場合が多い。しかしながら、覆工が様々な要因によって変状する事例も存在しており、これらに対する研究も要因別にいくつかなされている。特に温度応力、乾燥収縮の要因によるひび割れに関する研究は多岐にわたっている。

本項ではこれらの研究のうち、本論文において取り上げる膨張性土圧などの外力の作用を原因とする変状やひび割れに関するもの、および環境的な要因によるものについての研究と得られている知見を示す。

外力作用による変状、ひび割れについて、トンネル補強・補修マニュアル⁷⁾では、覆工の変状原因として、塑性地圧を挙げており、この地圧が発生しやすい条件を示し、地形、地質条件により覆工に大きな土圧が作用するといわれているとしている。また、塑性地圧による変状現象の特徴を示し、側壁の押出し、側壁あるいはアーチ肩部の水平ひび割れが起こりやすいとしている。山岳トンネル覆工の現状と対策⁸⁾では、塑性地圧、水圧、凍上圧、緩み鉛直圧、偏圧、地すべりなどの外力要因による覆工の変状の発生形態を整理している。変状トンネル対策工設計マニュアル⁹⁾では、地圧によるひび割れが、作用位置やかかり方によって異なる状況を 1/30 の覆工モデルを用いた載荷実験結果に基づき分類している。松岡ら¹⁰⁾は、ひび割れが生じた後の覆工の力学挙動を、ひび割れが発生したと判断される節点をピン結合または回転ばねとする骨組解析により表現することが可能としている。また、松岡ら¹¹⁾は、鋼繊維補強コン

クリート部材における曲げ強度などのじん性能を評価するため、簡便に実施できるコンクリートの曲げ試験から SFRC のひび割れ開口幅の進展と引張強度の低下の関係を表す引張軟化曲線を算定する方法を示している。鋼繊維補強コンクリート設計施工マニュアル¹²⁾では、SFRC 覆工において設計断面力が作用した場合のひび割れ幅の算定方法を提案しており、鋼繊維によるひび割れ断面での引張応力の伝達については簡易に曲げ試験より求められる引張強度を用いることとしている。福島ら¹³⁾はひび割れ発生要因の一つとして、覆工打設後の一次支保の微小な変形による点載荷を挙げている。また、他の要因として、一旦ゆるんだ地山が再圧密される過程での強い地圧を挙げ、この地圧が働くことは少ないが、皆無ではないとし、10 年以上かかることもあるとしている。

環境的な要因による変状について、山岳トンネル覆工の現状と対策¹⁴⁾では外力以外の覆工の主な変状と原因について、覆工表面に見られる変状現象から、主に材料や施工に起因すると考えられる主な変状原因を整理している。トンネル標準示方書〔山岳工法編〕・同解説¹⁵⁾では、過大な荷重が作用した場合の変状に伴う亀裂とは別に、主としてコンクリートの収縮ひずみが吹付けコンクリート等によって外部拘束されるために生じる引張応力に伴うひび割れが発生しやすいとし、その収縮ひずみの発生要因と、有効な対策について述べている。高山ら¹⁶⁾は、NATM における覆工のひび割れの特徴について、外部拘束による引張応力の作用について定式化しており、覆工の拘束度が吹付けコンクリート面の凹凸状態・吹付けコンクリート厚・密着状況（隙間の程度）、および、岩盤の硬さ（ヤング率）と覆工厚により変わることが推察できるとしている。江村ら¹⁷⁾は、ひび割れの発生原因を推定し、適切な防止対策を実施するのが困難な状況にあるとし、12 スパンの試験施工と測定結果から、ひび割れの発生原因はセメントの水和熱による温度応力であるなどの 10 の知見を得ている。小野田ら¹⁸⁾は 1981、1986、1988 年の 3 時点での覆工ひび割れの調査から、ひび割れの進展について述べている。その際、覆工のひび割れを防止する目的で建設時に止水シート系材料とマット系材料による試験施工が実施されており、その効果の多少によるひび割れの発生状況の差異について全面に止水シートを使用した区間では 1988 年の調査でもひび割れの発生がほとんど認められない等の知見を得ている。杉浦ら¹⁹⁾は、外力などの影響が無く、トンネル天端付近で縦断方向にひび割れが発生する原因について、温度応力や乾燥収縮などが要因となり得るとの検討結果について理論的な考察

を加えている。

2.1.2 多変量解析によるトンネル設計に関する研究

多変量解析とは、複数の項目について同時に調査がおこなわれたデータの分析に有効な統計解析の手法で、経済、医療、教育などの分野で多く適用されている。この多変量解析により、複数存在するデータの項目間の関連を調べ、複数のデータを包括的に理解し分析することができる。

トンネル分野においても例外ではなく、これまでに多くの適用事例がある。調査および設計に関して、久慈ら²⁰⁾は、FEM解析における解析値と実測値の乖離の理由を地山の変形係数と支保導入時の応力解放率に注目して、多変量解析により検討し、地山の変形係数からは地表面沈下量が推定でき、応力解放率は60%が妥当という結果を得ている。原ら²¹⁾および桑原ら²²⁾は、トンネル掘削にあたっての地質調査の精度、効率を上げるためにTDEM法による調査の実験的検討をおこない、求められた比抵抗構造とトンネルの地山評価、切羽における地質構造を多変量解析により対比し、TDEM法による地質調査の有効性を検討している。柴田ら²³⁾は、水力発電所の導水路トンネルにおいて、掘削時に得られた地質状態を表す各要素を利用して多変量解析することにより、一次支保建て込みの要否を判断する無巻判定基準を作成している。山本ら²⁴⁾は、圧力水路トンネルの覆工の設計において、挙動に影響する要因間の重み付けおよび時間遅れの影響を自動的に考慮できる多変量自己回帰モデルを考え、実際に計測されたデータを利用して圧力水路トンネルの挙動に及ぼす各種の要因分析を行っているが、覆工に発生するひずみとの相関を検討しており、覆工の仕様やひび割れ発生を予測するものではない。

岩盤分野における地質評価について、NAKAOら²⁵⁾は、トンネル工事における岩盤の工学的評価および分類を目的として、日本国内で施工された152例の施工データを用いて個々の因子の重要度と重み付けを検討し、その結果を外国で開発されたRMR法、RSR法およびQシステムと比較することで、日本特有の地質条件を反映した重みに変更する必要があることを示している。池口ら²⁶⁾は、実際に施工されたトンネルにおける切羽観察結果を利用して、多変量解析を用いて切羽安定の評価指標となるパラメータを見出す検討を行い、観察項目のうち、「圧縮強度」、「風化変質」、「割れ目の状態」の3つの指標が有効と結論づけている。永井ら²⁷⁾は、極めて脆弱な地山に扁平大断面トンネルを掘削する工事において、従来の地質評価手法により得られた切羽評価

に加え、計測工との対比を行い、本坑掘削時の地山挙動予測を試みている。

トンネルの掘削工法および支保パターンの選定について、鍛冶²⁸⁾は、ボーリング調査によって得られた7種類のデータを利用して主成分分析を実施することにより、合理的なトンネル施工法を予測することを試みている。LIUら²⁹⁾は、セメリンク基底鉄道トンネルの調査坑工事における地質、地山物性、支保工、計測などに基づくデータを利用して、不連続面の方向頻度分布、地山等級、支保パターンとの関係分析を実施している。赤木ら³⁰⁾は、13593断面のデータを4つの岩石グループに分類し、各グループにおいて、切羽観察で得られる各観察項目の評価区分値を利用した支保選定方法を設定するために、切羽観察データと支保パターンとの関連性を整理・分析している。山本ら³¹⁾および白鷺ら³²⁾は、TBMによるトンネル掘削の際に得られるTBMの機械データおよび坑壁地質評価点を利用して、多変量解析により合理的な支保パターンを選定する手法を提案している。

土質分野における地質評価について、伊藤ら³³⁾は、シールド工事において得られる複数の定量的なデータを多変量解析することで、トンネル横断方向の地表面沈下形状を予測している。神藤ら³⁴⁾は、土被りの大きい軟質地山を対象として、切羽の進行に伴う地圧現象を明らかにする目的でトンネルの3次元模型実験を行った際、地山強度比および内部摩擦角を説明変数として多変量解析することで内空変位を予測している。金井ら³⁵⁾は、泥水シールド工法における機械データなどを利用して多変量解析により余掘り量を推定している。菊地ら³⁶⁾は、土構造物の安定性を評価するうえで1つの指標となるAE波形パラメーターの評価基準を設定することを目的として主成分分析を実施することで、AE波形パラメーターからその発生要因を推定することが可能であることを確認している。木谷³⁷⁾³⁸⁾は、未固結堆積物を主体とする土砂地山において、山岳トンネル工法によりトンネルを掘削する場合に考慮すべき切羽の安定性について、施工データと実験データの両面から検討した結果、地盤の粒度分布や密度が限界動水勾配と高い相関があり、また、限界動水勾配は切羽の安定性に強く関与することを確認している。また、シールド掘進機の運転管理の一環として、秩父ら³⁹⁾は、シールド掘進時の掘進機の振動を主成分分析することで、掘進機の仕様や運転方法の異なる事例での検出信号を同じ特徴の空間において地質別にパターン分類できることを確認している。

2.1.3 未収束変位による覆工への作用荷重の推定方法に関する研究

膨張性地山において覆工に作用する荷重形態や荷重レベルを覆工打設前に得られる計測データをもとに推定する方法に関する既往の研究について、その概要を以下に述べる。

(1) 北川ら⁴⁰⁾の方法 (収束変位量から想定した掘削相当外力を用いて将来荷重を推定する方法)

九州新幹線第二今泉トンネルで用いられた手法である。この手法では、トンネルの単位変位量と増加荷重の関係を正比例であるものと仮定し、トンネルの変位の進行をクリープ関数式によりモデル化し、FEM 解析により求められる掘削解放応力とクリープ関数式により求められるトンネルの変位量との関係から将来荷重の推定を行っている。この手法における将来荷重の推定手順を以下に示す。

1) FEM による逆解析を行い、地山の塑性状態やクリープ挙動を含めて、地山物性値を同定する。

2) インバート設置後の変位計測値の変化を下式に示すフォークトモデルによるクリープ関数式

$$U_{ct} = U_e + \alpha \cdot (1 - e^{-\beta t}) \cdot U_e \dots \dots \dots (2.1)$$

(ここに、 U_{ct} : 変位量 (mm)、 U_e : 弾性変位量 (mm)、 α : 粘性倍率、 β : 遅延係数 (1/day)、 t : クリープ開始からの時間 (day))

によりモデル化し、覆工を打設しなかった場合の最終変位量 (収束変位量) と覆工により拘束された変位量 (拘束変位量) を算定する。

3) 収束変位量に対する拘束変位量の比率を求め、全掘削解放力 (地山の初期応力) にこの比率を乗じることで将来荷重を算定する。

(2) 北川ら⁴⁰⁾、伊藤ら⁴¹⁾の方法 (2 時点で測定された変位速度をもとに将来荷重を推定する方法)

インバート打設直後と覆工打設直前の 2 時点で計測されたトンネルの変位速度と、骨組解析による逆解析により算出される単位変位速度当りの荷重増分の関係から、将来荷重を推定する方法であり、変位速度差と増加荷重の関係を正比例関係と仮定している。この手法における将来荷重の推定手順を以下に示す。

- 1) 計測値から、インバート打設後と覆工打設直前の変位速度 (V_1 , V_2) を算定する。
- 2) 骨組解析を用いた逆解析を行い、インバート打設後と覆工打設直前の変位計測値を再現する側圧係数 (K_0) と変位速度差当りの荷重増分 (ΔP_x , ΔP_y) を算定する。
- 3) インバート打設後～覆工打設前までの変位速度差と、覆工打設時～収束 ($V_3=0$) までの変位速度差、単位変位速度差当りの荷重増分 ΔP_x から、

$$P_x = \frac{\Delta P_x}{(V_1 - V_2)} \cdot (V_2 - V_3) \dots\dots\dots (2.2)$$

$$P_y = \frac{P_x}{K_0} \dots\dots\dots (2.3)$$

(ここに、 P_x : 水平荷重、 P_y : 鉛直荷重)

により将来荷重を算定する。

- (3) 北川ら⁴⁰⁾の方法 (単位変位量当りの荷重と収束変位量の関係から将来荷重を推定する方法)

単位変位量と増加荷重の関係を正比例と仮定し、トンネルの変位の進行をクリープ関数式によりモデル化し、骨組解析により求められるインバート打設直後から覆工打設直前までの単位変位当りの荷重とクリープ関数式により求められるトンネル変位量との関係から将来荷重の推定を行う方法である。この手法における解析手順を以下に示す。

- 1) インバート設置後の変位計測値の変化をフォークトモデルによるクリープ関数式 ((2.1) 式と同様の式) によりモデル化し、覆工打設によって拘束された変位量 (拘束変位量: δ_x , δ_y) を算定する。

- 2) 骨組解析を用いた逆解析を行い、インバート打設後と覆工打設直前の変位計測値を再現する側圧係数 (K_0) と、単位変位量当りの荷重増分 (ΔP_x , ΔP_y) を算定する。

- 3) 単位変位量当りの荷重増分と覆工打設により拘束された拘束変位量の関係から、

$$P_x = \Delta P_x \cdot \delta_x \dots\dots\dots (2.4)$$

$$P_y = \Delta P_y \cdot \delta_y \dots\dots\dots (2.5)$$

(ここに、 P_x : 水平荷重、 P_y : 鉛直荷重)

により将来荷重を推定する。

(4) 北川ら⁴⁰⁾、伊藤ら⁴¹⁾、登坂ら⁴²⁾の方法 (クリープ定数と弾性変位量の関係から将来荷重を推定する方法)

この手法では、北川ら⁴⁰⁾と伊藤ら⁴¹⁾と登坂ら⁴²⁾の研究それぞれにおいて、個別の荷重推定式が提案されている。いずれの手法も、施工時に得られる天端沈下および内空変位計測値をもとに、覆工打設時の変位速度を推定し、トンネルの変位の進行をクリープ関数式によりモデル化することで得られるクリープ係数値と弾性理論解から荷重算定式を誘導することで、覆工に作用する荷重を推定する。これらの手法における荷重推定の手順を以下に示す。

1) 天端沈下および内空変位計測値をその発生期間により弾性変形範囲とクリープ変形範囲とに区分し、クリープ変形をフォークトモデルによるクリープ関数式((2.1)式と同様の式)によりモデル化することによってクリープ係数値(α 、 β)を得る。

2) 覆工打設直前の変位速度を計測値またはクリープ関数式より算定する。

3) 無限弾性均質等方体の地盤に円形トンネルを掘削した場合の弾性理論解とクリープ関数式から荷重算定式を誘導し、この式に覆工打設時変位速度、クリープ係数(α 、 β)等を代入することで覆工に作用する荷重を得る。

なお、これら手法の特徴は、将来荷重の算出に対して逆解析を必要としないため、計測値からクリープ特性値を算定するだけで将来荷重を推定することが可能であることにある。

(5) 豊原ら⁴³⁾、山本ら⁴⁴⁾の方法 (FEM 解析により推定した覆工変位量から覆工断面力を算出する方法)

北陸新幹線朝日トンネルで用いられた手法である。この手法では、トンネル掘削過程から覆工打設後までを FEM 解析で再現することで覆工変位量を算出し、その変位量を覆工をモデル化した骨組解析に強制変位として与えることで覆工発生断面力を算出する。この手法における将来荷重の推定手順を以下に示す。

1) FEM 解析を行い、地山の塑性状態やクリープ挙動を含めて、地山物性値を同定する。

2) 同定解析で得られた物性値を用いた FEM 解析モデルにより掘削時の変形過程を再現し、そこに覆工を打設(モデル化)することで、覆工に発生する変位量を算出す

る。

3) 覆工をモデル化した骨組解析モデルに FEM 解析で得られた覆工変位量を強制変位として与えることで覆工断面力を算定する。

(6) 非弾性ひずみを扱う逆解析手法⁴⁵⁾⁴⁶⁾⁴⁷⁾を用いて将来荷重を推定する方法

単位変位量と増加荷重の関係を正比例と仮定し、非弾性ひずみを扱うことが可能な逆解析手法により得られるインバート打設から覆工打設までの単位変位量当りの地山応力増分と、トンネルの変位の進行をクリープ関数式によりモデル化することによって得られるトンネルの変位量との関係から将来荷重の算定を行う手法である。この手法における将来荷重の推定手順を以下に示す。

1) インバート設置後の変位計測値の変化をフォークトモデルによるクリープ関数式((2.1)式と同様の式)によりモデル化し、覆工打設によって拘束された変位量(拘束変位量： δ_x 、 δ_y)を算定する。

2) 非弾性ひずみを扱うことが可能なモデルによる逆解析を行い、単位変位量当りの地山応力増分(ΔK_x 、 ΔK_y)を算定する。

3) 単位変位量当りの地山応力増分と覆工打設により拘束された拘束変位量の関係から、 $P_x = \Delta K_x \cdot \delta_x$ …………… (2.6)

$P_y = \Delta K_y \cdot \delta_y$ …………… (2.7)

(ここに、 P_x : 水平荷重、 P_y : 鉛直荷重)

により将来荷重を推定する。

(7) 高橋ら⁴⁸⁾の方法 (覆工のみで全荷重を負担するものとして将来荷重を推定する手法)

上信越自動車道日暮山トンネルⅡ期線において行われた設計法である。一次支保と地山の長期的な安定性の問題を考慮して、覆工のみで全荷重を負担するものとして設計する手法。設計荷重は、覆工打設時点までの荷重 P_1 と覆工打設後の荷重 P_2 に分けて考え、それぞれの荷重を一次支保の段階での内空変位と吹付けコンクリート応力および鋼アーチ支保工応力測定のデータをもとに算出する。荷重推定手順を以下に示す。

1) 計測 B (吹付けコンクリート応力と鋼アーチ支保工応力) の結果から、覆工打

設時点の発生応力（軸力）を推定する。

2) 推定した発生軸力から一次支保への作用外力 P_1 を算出する。

3) 内空変位データをフォークトモデルによるクリープ関数式（(2.1) 式と同様の式）によりモデル化し、覆工打設により拘束された変位量（拘束変位量： δ ）を算定する。

4) 拘束変位量 δ を発生させるのに必要な土圧を Kirsch の解⁴⁹⁾ を用いて算出する。

5) 手順 4) で算出した土圧が作用する場合の覆工への作用荷重 P_2 を Einstein らの提案する手法⁴⁹⁾ のうち、支保剛性を考慮した場合の支保部材応力の算定式を用いて算出する。

6) 手順 2) で得られた荷重 P_1 と手順 5) で得られた荷重 P_2 を足し合わせたものを将来荷重とする。

2.2 膨張性地山におけるトンネルの施工事例と供用開始後の変状事例

2.2.1 膨張性地山におけるトンネルの施工事例

近年の膨張性地山におけるトンネルは、掘削機械の大型化や、施工の効率化により、断面の早期閉合が可能となったことや、事前地質調査による工事ルートの精査により、かつてのように押出し変形が数メートルに及び、工事の長期中断を余儀なくされるような難工事は少なくなっている。ここでは、近年施工された膨張性地山におけるトンネルの掘削状況を調査し、様々な対策工により、膨張性土圧による変位をいかに抑制しているかについて紹介する。

また、膨張性地山においては、インバート閉合後も変位が収束せず、その状態で覆工を打設すると、微少な変位が覆工により拘束され、荷重が作用することから、鋼繊維補強コンクリートにより覆工を補強するケースが多くなってきている。ここではその施工事例についても示す。

(1) 北陸新幹線飯山トンネル^{50) 51)}

飯山トンネルは、長野県飯山盆地と新潟県高田平野の間の東頸城丘陵南端部を貫く 22,225m のトンネルである。この丘陵は標高 300～800m で地表には多数の地すべりが発生している。

図 2.1 に飯山トンネルの地質を示す。トンネルの中央付近に富倉背斜軸があり、軸付近にこの地域では最も下位の地層である新第三紀中新世の寺泊層の凝灰角礫岩が分布している。また、それを挟んで両側に順次新しい地層である椎谷層、西山層、灰爪層、および小国層が分布している。椎谷層、西山層は泥岩を主体としており、かねてから膨圧の発生が懸念されていた。また灰爪層も泥岩卓越部が存在し、同様な懸念がある。このように地形・地質条件が超膨張性により難工事となった北越北線鍋立山トンネルと似ているため、飯山トンネルの地質調査は、通常の調査である地表踏査、ボーリング、弾性波探査に加え 10～20m² 程度の調査坑の試験掘削を 9 箇所において実施している。膨圧発生の判定指標として岩石の一軸圧縮強度、構成土粒子の自然含水比、陽イオン交換容量 (C.E.C)、2 μ m 以下の粒子含有率を取り上げ分析している。

図 2.2 は先進ボーリングのコアを採取して膨張性の指標となる各種岩石試験結果を鍋立山トンネル^{52) 53) 54)}の結果と比較したものであり、単位体積重量、自然含水比、液性限界、塑性指数は鍋立山トンネル中・西工区に比べて小さく、地山状態良好を示すが、2 μ m 以下含有量、陽イオン交換容量、地山強度比、一軸圧縮強度に関しては同程度、もしくは地山状態不良を示すことが分かった。

飯山トンネルの最も土被りの大きい個所に位置する富倉工区は、765m の長い斜路から本坑に取り付いており、本坑は 200m を越える土被りとなっている。そのため掘削中のほとんど全区間で膨圧があり、150～700mm 程度の内空変位が発生している。

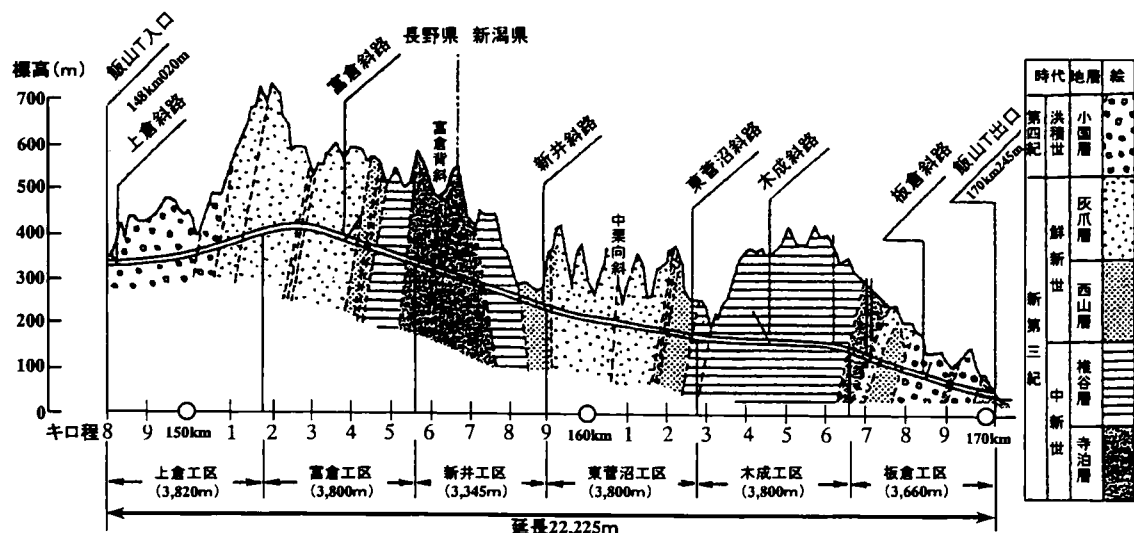


図 2.1 飯山トンネル地質縦断面図

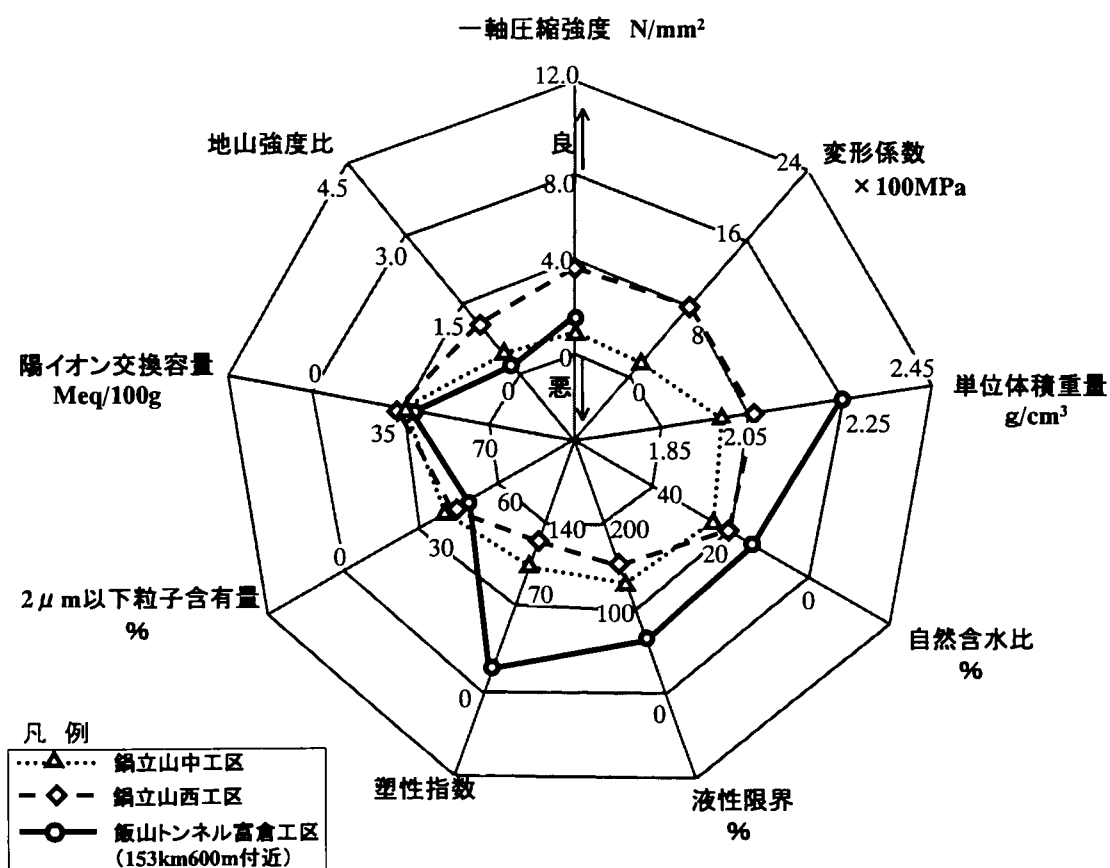


図 2.2 岩石試験結果比較

この区間では、変状状況、先進ボーリング、弾性波再解析結果から 300mm 程度の大変形が続く地山であると判断されたため、支保の高耐力化、支保の二重化、掘削断面の分割施工など、支保耐力や掘削方法変更の検討を行っている。その結果、切羽で高耐力の支保工を建て込むことは有利ではないものと考えられた。一方、掘削断面を分割して施工する場合には、大幅な施工機械の変更を伴うことにもなる。ここでの変位の経過を見てみると、掘削直後が最も大きく、時間の経過と切羽の離れに伴い、収束に向かう傾向にある。また、膨張性地山のトンネルでは、従来からトンネル断面に変形余裕を設けたり、縫返しを行うことがしばしば実施され、縫返し後の変位はそれ以前よりも一般に小さいことが知られており、大きな地圧を変位で逃がす方法が有利と考えられた。こうしたことから、坑壁の変位をある程度許容することにより一次支保の健全性が損なわれることを見越し、その内側に新たに二次支保を建て込むことにより、支保全体の健全性を確保する二重支保工法を採用している（図 2.3）。その結果、二重支保工法の採用区間では、二次支保はおおむね健全な状態となっている。

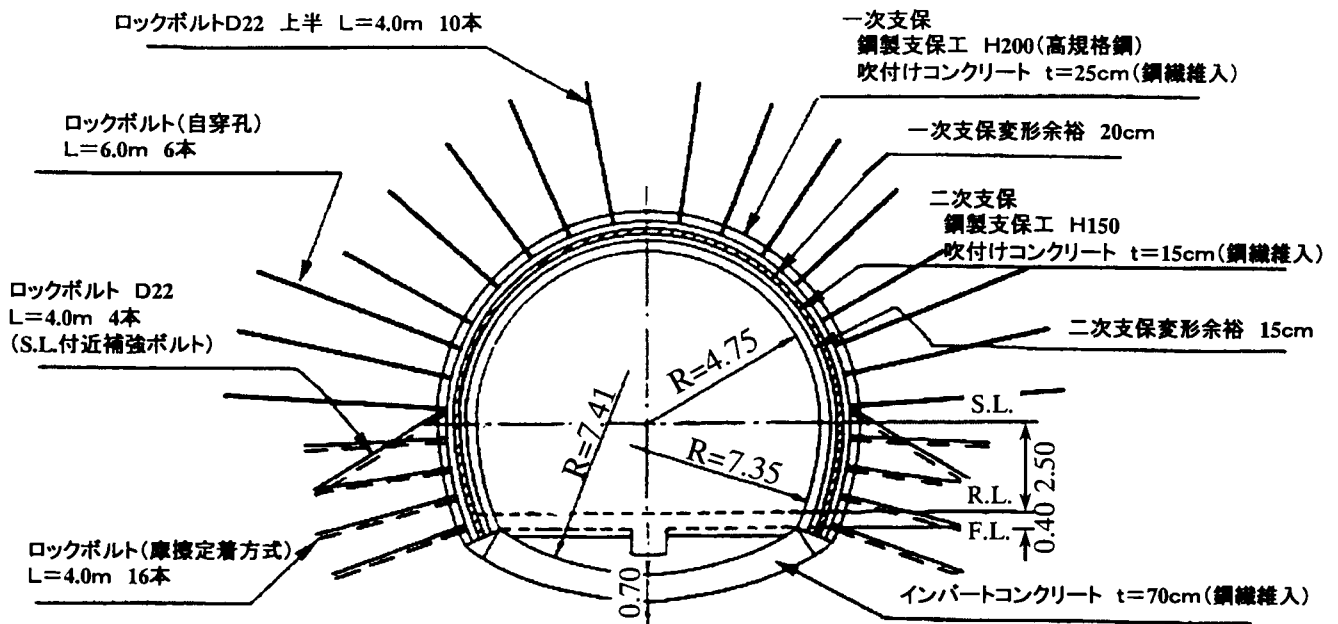


図 2.3 飯山トンネル二重支保構造

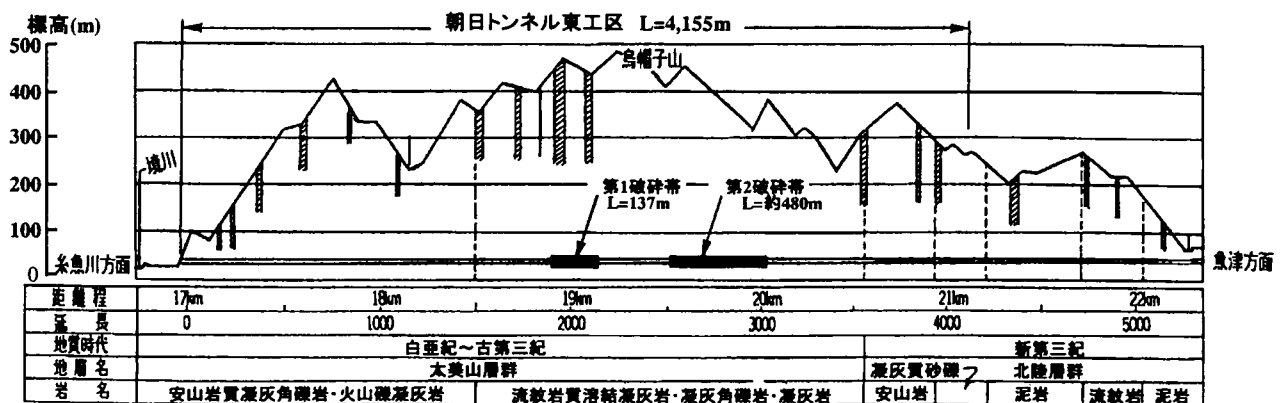


図 2.4 朝日トンネル地質縦断図

(2) 北陸新幹線朝日トンネル⁵⁵⁾

朝日トンネルは、富山県と新潟県との県境付近に位置する延長 7,550m のトンネルである。図 2.4 にトンネルの地質縦断図を示す。朝日トンネル東工区の地質は中生代白亜紀～古第三紀の安山岩質溶岩、安山岩質凝灰角礫岩と新第三紀の安山岩、泥岩であり、押出し性が大きかった区間は、流紋岩質溶結凝灰岩、凝灰岩からなり、破碎が進行している地質である。これらの破碎層がトンネル横断面とほぼ平行に交わるのが特徴である。破碎帯区間の岩石試験の結果を表 2.1 に示すが、一軸圧縮強度で $0.19 \sim 0.34 \text{ N/mm}^2$ となる区間があり、土被り 400m を考慮すると、固結粘土層の地山強度比

は0.1以下という結果である。また、X線分析結果では膨張性モンモリロナイトの存在を確認できたものの、ごく微量なためトンネルに対する悪影響はないとみられ、当破砕帯で発生したトンネルの変形は、主に地山の強度不足に起因するものと思われる。支保パターンなど施工状況について図 2.5 に示す。

19km500m 付近から初期の内空変位速度が増大傾向を示しはじめ、支保パターンを逐次変更し吹付けコンクリートには高強度鋼繊維補強コンクリートを使用するパターンを採用したが、ロックボルト頂部ナットの破断や鋼製支保工の変形・破断などの現象が発生した。補助ベンチ付き全断面区間では、掘削して4ヶ月を経ても完全には変形が収束せず、下半水平変位量が最大554mmに達した地点もある。このときの変位量増加の特徴としては、掘削後4ヶ月を経て変位速度は減少傾向から増加傾向に転じ、1mm/日から5mm/日まで徐々に増加したことである。200mmの変位量を超える区間は500m 続き、支保の変形、破断が相次いだ。そのため、対策工としてインバートによる断面の早期閉合、支保剛性の増加、変形余裕量の確保を実施した。高耐力の支保構造を図 2.6 に示す。

表 2.1 岩石試験結果一覧

採取場所	土の湿潤密度試験 JSF T 191		土の一軸 圧縮試験 JSF T 511	三軸圧縮試験 JSF T 520,521		X線分析	特 記
19km600m	—		(N/mm ²) 13.2	—		膨張性モンモリロナイト の存在は確認するが、 微量のため影響無し	破砕帯部の比較 的良質な岩石資 料を抽出
19km710m	湿潤密度(g/cm ³)	2.22	(N/mm ²) 0.186	試験方法	[UU]	—	ボーリング コア資料
	乾燥密度(g/cm ³)	2.01		c(N/mm ²)	0.057		
	自然含水比(%)	10.1		φ度	3		
				圧縮強さ (N/mm ²)	0.134		
19km721m	湿潤密度(g/cm ³)	2.21	(N/mm ²) 0.342	試験方法	[UU]	—	ボーリング コア資料
	乾燥密度(g/cm ³)	2.04		c(N/mm ²)	0.035		
	自然含水比(%)	8.4		φ度	0		
				圧縮強さ (N/mm ²)	0.071		
19km960m	湿潤密度(g/cm ³)	2.67	(N/mm ²) 73.8	—		—	ボーリング コア資料
	乾燥密度(g/cm ³)	2.69					
	自然含水比(%)	1.1					
20km003m	湿潤密度(g/cm ³)	2.35	—	試験方法	[UU]	—	ボーリング コア資料
	乾燥密度(g/cm ³)	1.94		c(N/mm ²)	0.035		
	自然含水比(%)	12.3		φ度	0		
				圧縮強さ (N/mm ²)	0.071		

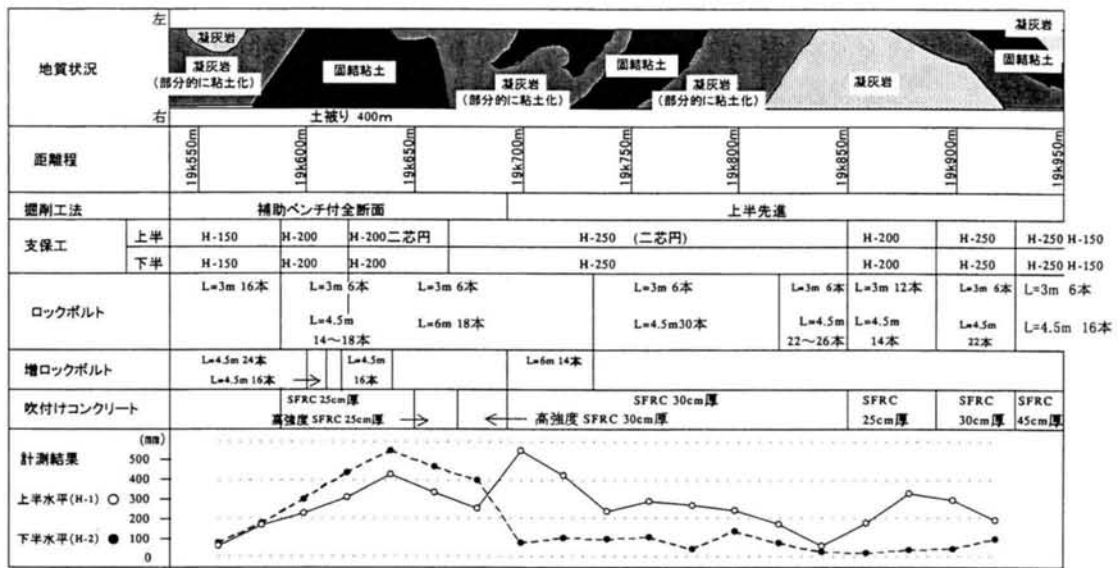


図 2.5 破砕帯の地質と施工状況

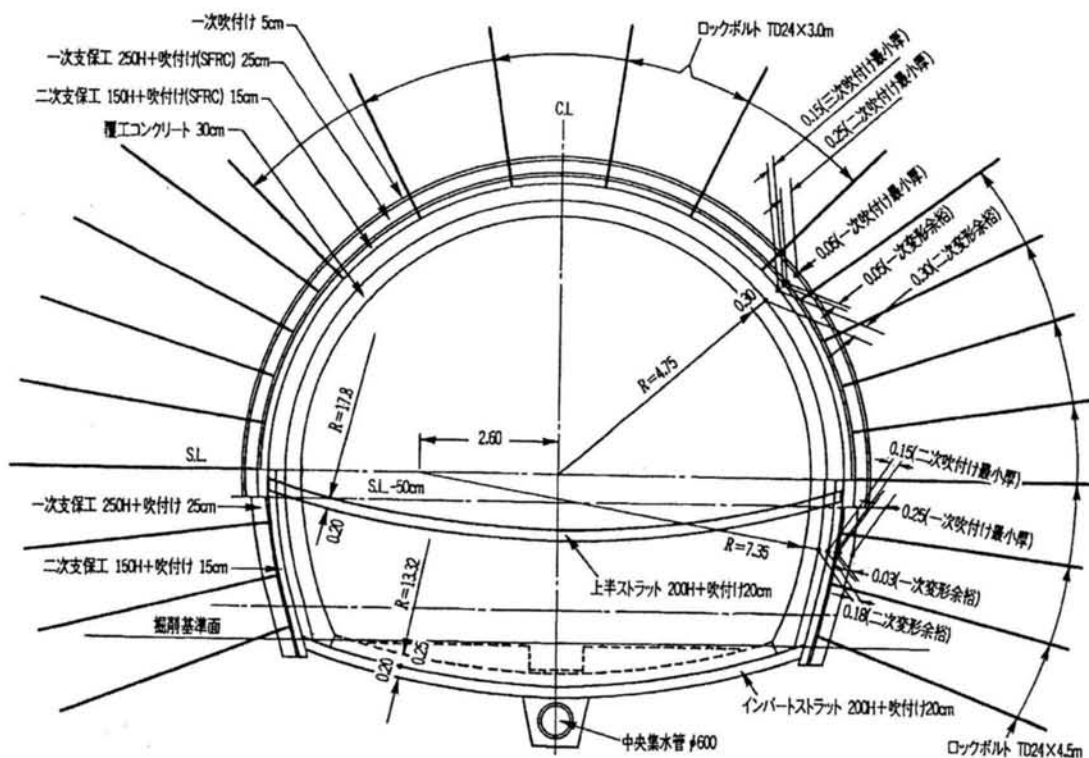


図 2.6 高耐力支保構造

(3) 上信越自動車道日暮山トンネル（Ⅱ期線）⁵⁶⁾

日暮山トンネル（Ⅱ期線）は、上信越自動車道の佐久 IC と碓氷軽井沢 IC 間の延長 2,051m のトンネルである。このうち東工事ではトンネル中央部に存在する膨張性泥岩区間の掘削に変位抑制の目的で導坑先進工法を採用した。図 2.7 に日暮山トンネル東工事の地質縦断図を示す。Ⅰ期線工事では、トンネル中央部付近に存在する約 370m 間の膨張性泥岩区間において、上部滞水層からの多量の切羽湧水と膨張性土圧により内空変位と天端沈下が最大約 3m にいたるほどの難工事を強いられた。このため、Ⅱ期線トンネルはⅠ期線との位置関係を平面的に 100m 離し、縦断的に 24m 下げることによって滞水層からの湧水を避けて比較的安定した泥岩層に計画された。しかし、事前調査結果による地山物性値のうち膨張性を示す指標（図 2.8）はほとんど同じであったため、同様の難工事が予想された。

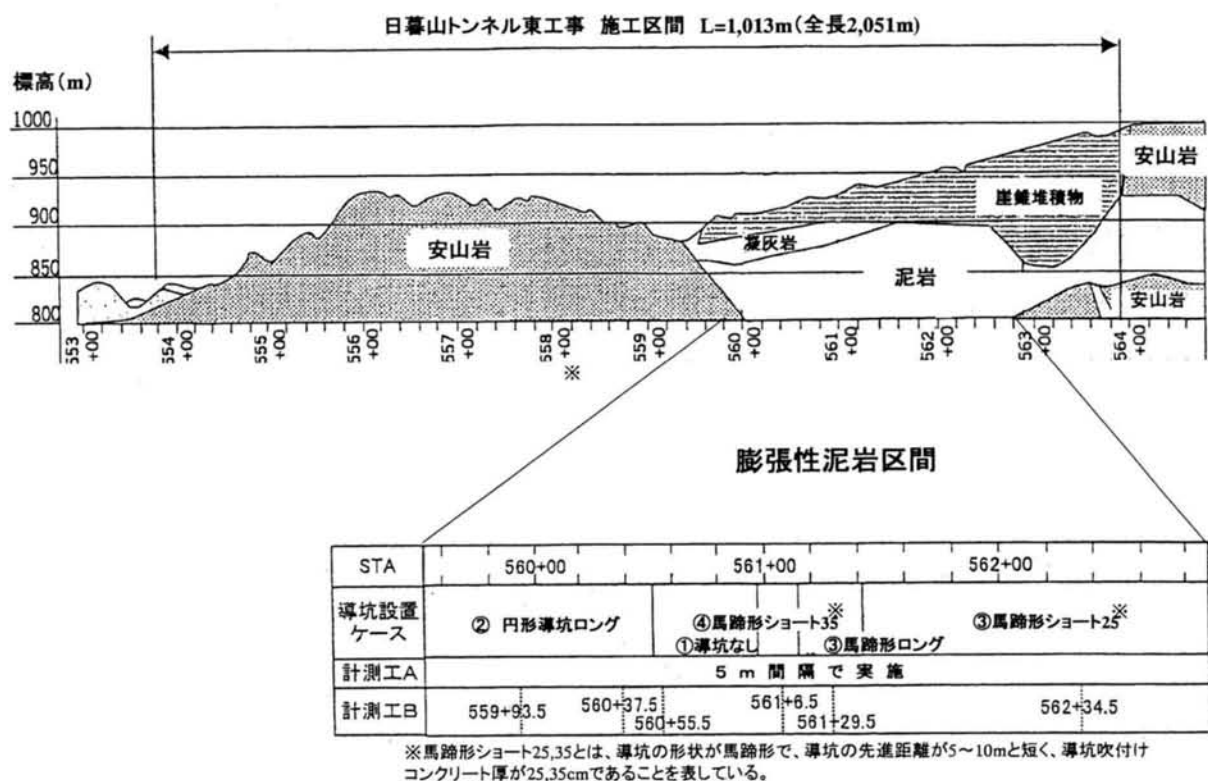


図 2.7 日暮山トンネル東工事の地質縦断図と先進導坑パターン

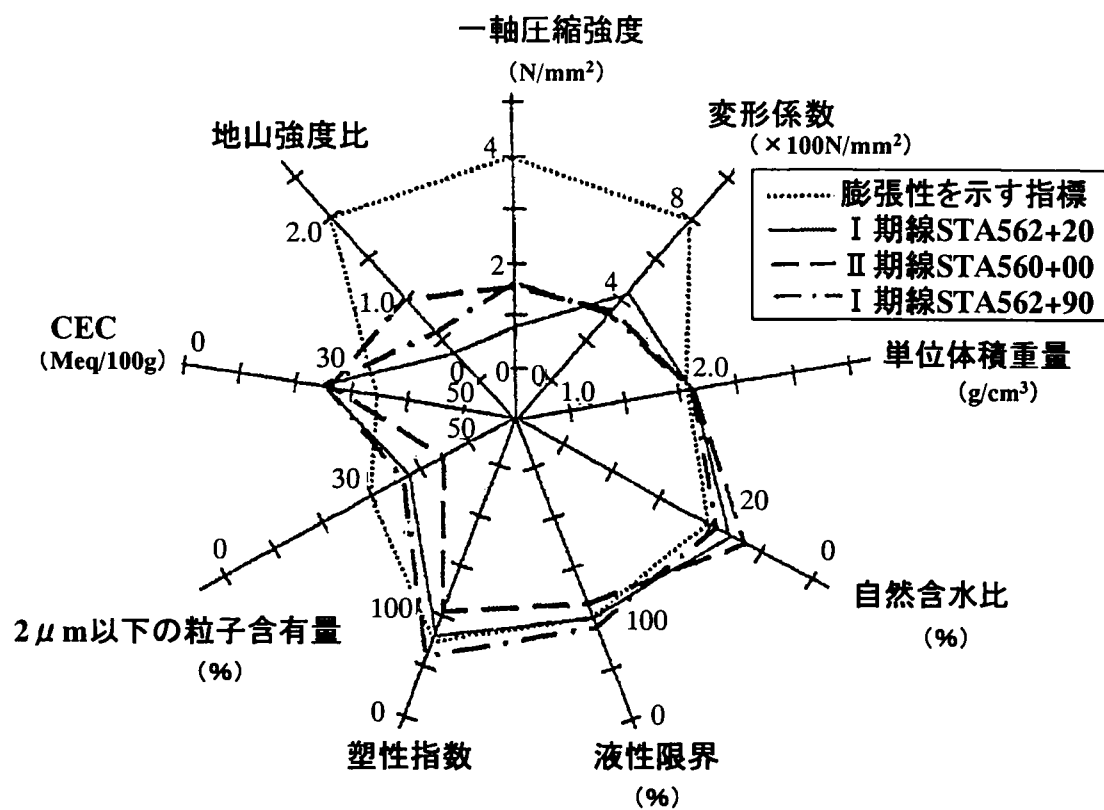


図 2.8 日暮山トンネル膨張性指標

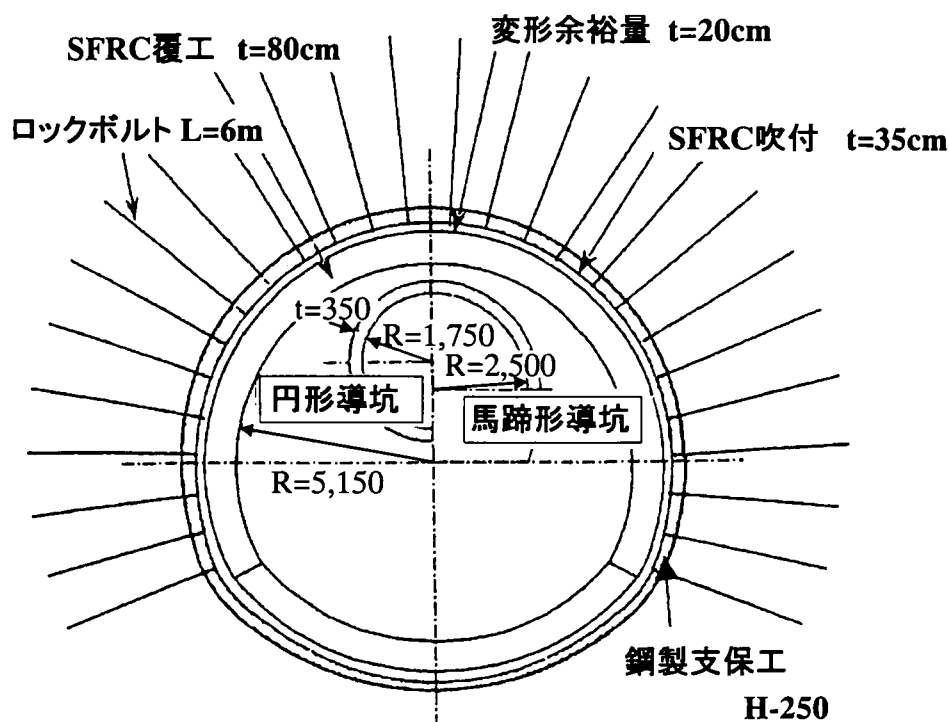


図 2.9 日暮山トンネル先進導坑断面

このことから、Ⅱ期線工事において、導坑を断面の早期閉合達成のための補助工法と位置付け、図 2.7 に示す膨張性泥岩区間において、導坑のあり・なし、導坑形状、拡幅切羽からの導坑先進距離および導坑吹付けコンクリート厚さなどを変更した 5 通りの導坑設置ケースを設定して掘削を行っている。拡幅断面は、インバートを含む全周を吹付けコンクリート（ $t=35\text{cm}$ ）と鋼アーチ支保工（H-250）による剛な支保で閉合した。その結果、導坑のない場合は最大内空変位が 450mm に達したが、導坑設置ケースの場合は、100mm 程度に抑えられている。

図 2.9 に導坑設置ケースの一部の支保パターン図を示す。5つの導坑設置ケースごとに得られた施工データを比較検討した結果、

①導坑を設置することにより、拡幅時の切羽が安定し、補助工法をほとんど必要とせずに早期の断面閉合が可能となる。

②導坑設置の効果で、拡幅時の天端沈下と内空変位の初期速度、最大値が減少する。

③最大変位量は、一次支保による断面閉合（インバート閉合）達成までの所要時間に依存するため、その時間を短縮すれば最大値は減少する。

④先進導坑の形状（円形、馬蹄形）の違いによる変位抑制効果の相違は見られない。このような導坑の効果が確認されている。

（4）東北新幹線岩手一戸トンネル

岩手一戸トンネルは、岩手町尾呂部地区を入り口とし、東側の北上山地、西側の奥羽山脈の周縁丘陵地を通り、一戸町鳥越地区に至る 25,808m の長大山岳トンネルである。地質状況は、大きく 3 つに区分され、トンネル入口より約 17km 間は粘板岩、花崗閃緑岩などで形成され、中央部約 5km 間は、新第三紀の凝灰岩を主とし、出口側約 4km 間は粘板岩が分布し、トンネル出口付近は厚い崖錐層となっている（図 2.10）。

1989 年から 2 年間にわたり難工事が予想される凝灰岩地質区間で調査坑工事を実施し、斜坑 293m、水平坑 118m の作業坑と本坑 265m を掘削した。この区間では、内空変位および天端沈下量は全体的に大きく、上半部での内空変位は 100～411mm 程度であった。また、下半部の内空変位は最大 200mm 程度、天端沈下量は 10～100mm 程度であった。また、本坑掘削のためのデータ蓄積のため、様々な B 計測を実施している。

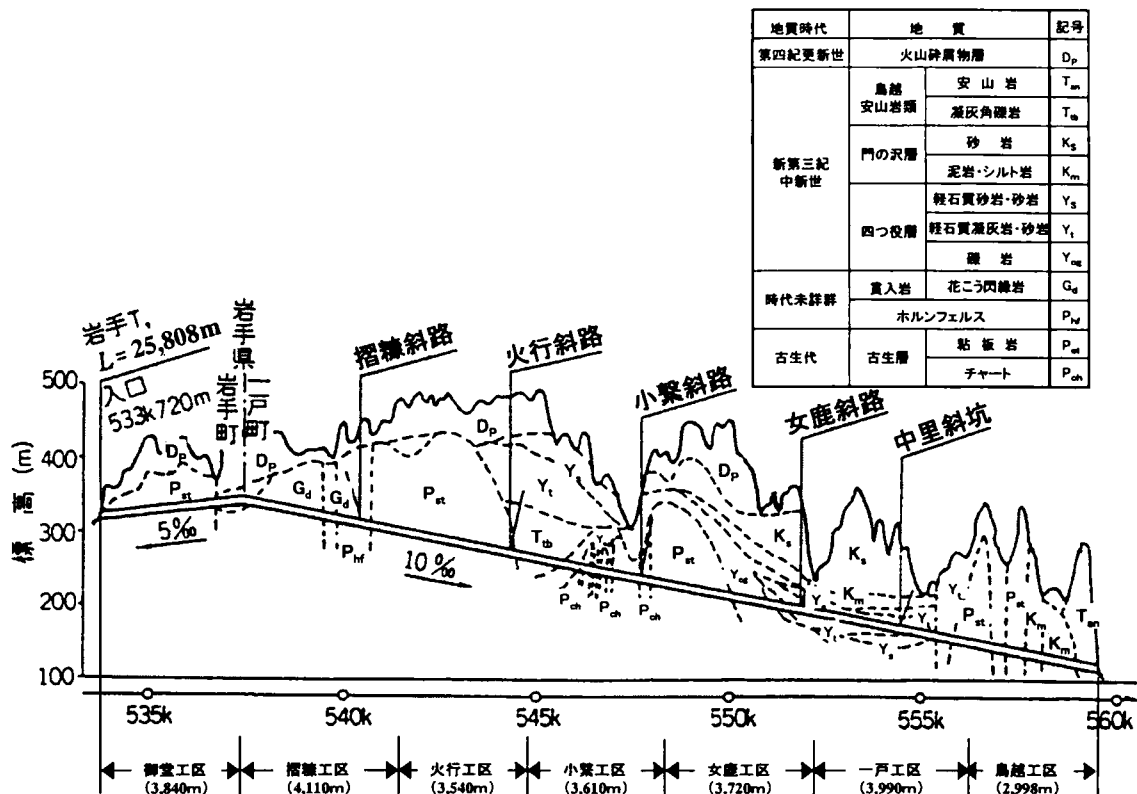


図 2.10 岩手一戸トンネル地質縦断面図

(a) 一戸工区⁵⁷⁾

1991 年 11 月より本工事の掘削を開始した一戸工区では、掘削開始から約 650m 間の内空変位は最大 150mm 程度と難工事で経験した範囲で比較的順調に推移したが、約 700m 掘削した時点で急激に変位が大きくなり、上半測線の最終変位量が 800mm を越える膨圧区間に遭遇した。図 2.11 に一戸工区の地形、地質状況を示す。

555km300m 付近（掘削開始から 700m 地点）では切羽の地質も一部粘土化し剥離傾向も強くなり、変位量も増加しだした。555km314m では地質が急激に悪化したため、支保を変更したが、日最大変位量が 150mm を超え、さらに増加傾向を示すため支保ピッチを 1m から 75cm に変更した。しかし、日最大変位量も大きく、また既掘削区間の変位も収束傾向を示さず、後方の 555km275m でも変位が増加する状況となった。さらに 555km329m では切羽に水がつき、自立しない場所も出てきたことから切羽を停止することとなった。この地点での岩石試験の結果（表 2.2）から、

- ①岩盤自体が高い吸水膨張性を示す。
- ②自然含水比も 59% と高く、時間経過とともに切羽が剥落する原因となっている。
- ③全体的に岩石の強度がなく、地山強度比も小さい値を示す。

というような特徴が得られた。

切羽を止めてもクリープ的な変位は継続し、それは 60～70m 後方まで影響した。このため、ベンチ長を短縮してインバートコンクリートにより断面の早期閉合を図っている。

ベンチ短縮後の施工法は、上半をある程度掘削した後、下半とインバートを同時に掘削し、インバートストラットを取り付け、インバートコンクリートを打設している。なお、インバートコンクリートは盤ぶくれを考慮し鉄筋コンクリートとした。変位の特徴としては天端沈下量が大きいことから沈下防止のためリブ付き支保工を使用している（図 2.12）。

555km314m、555km342.5m、555km364.25m の内空変位経時変化図を図 2.13 に示す。555km314m では膨圧が大きく、支保パターンの確認、縫返しなどのためインバート閉合までにかなりの時間を要した。他の 2 測線ではベンチ長を 20～30m で施工しインバートの早期閉合を計ったことにより変位抑制に効果があった。

また、この膨圧の大きい区間の覆工の施工にあたっては、覆工打設後に作用する二次的な荷重を推定し、曲げ応力によるひび割れを抑止する観点から、SFRC を採用した。またその他の区間の覆工は変位状況に応じて単鉄筋コンクリート、SFRC により補強を行っている。

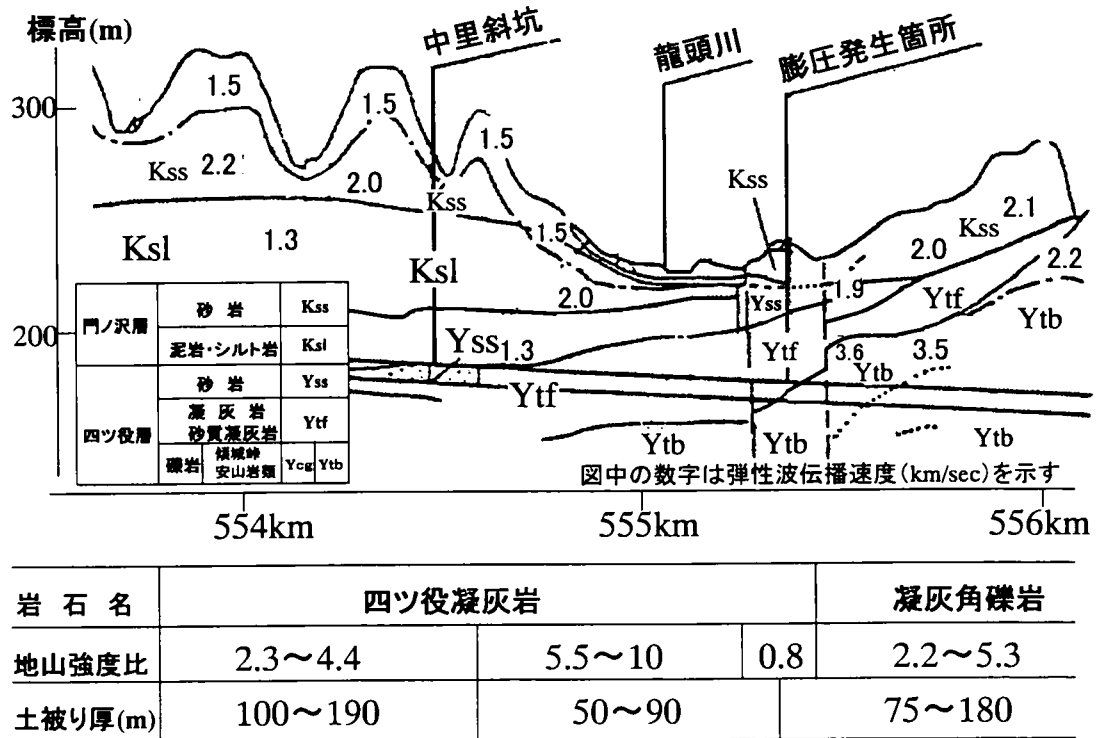


図 2.11 一戸工区地質縦断図

表 2.2 岩石試驗結果

項 目	試 験 結 果	膨潤・膨張性の境界値
岩 質	新第三紀四ツ役層 凝 灰 岩	
自然含水比(%)	59.0	20以上
粘土含有率(%)	57	2 μ m以下が 30%以上
液性限界(%)	299.9	100以上
塑性指数(%)	213.7	70以上
密度(g/cm ³)	1.705	2.05以下
一軸圧縮強度(N/mm ²)	2.25	4.0以下
変形係数(N/mm ²)	2.12 $\times 10^2$	8 $\times 10^2$ 以下
浸水崩壊度(区分)	D	D以上
膨張率(%)	28.90	2以上
陽イオン交換容量 CEC(meq/100g)	87.0	35以上
地山強度比	0.19	2以下

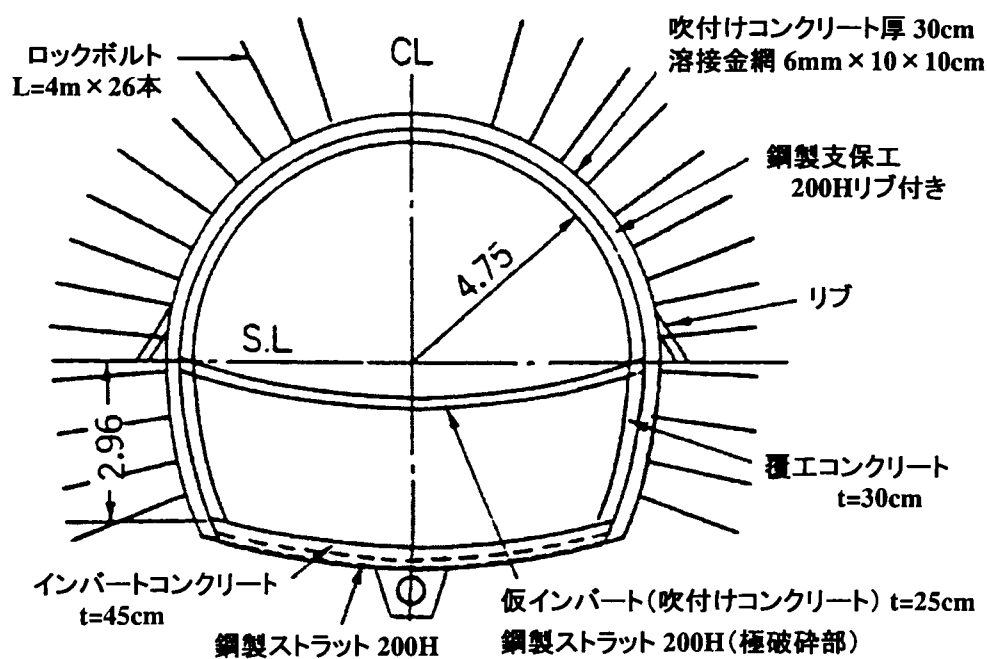


図 2.12 リブ付き支保工

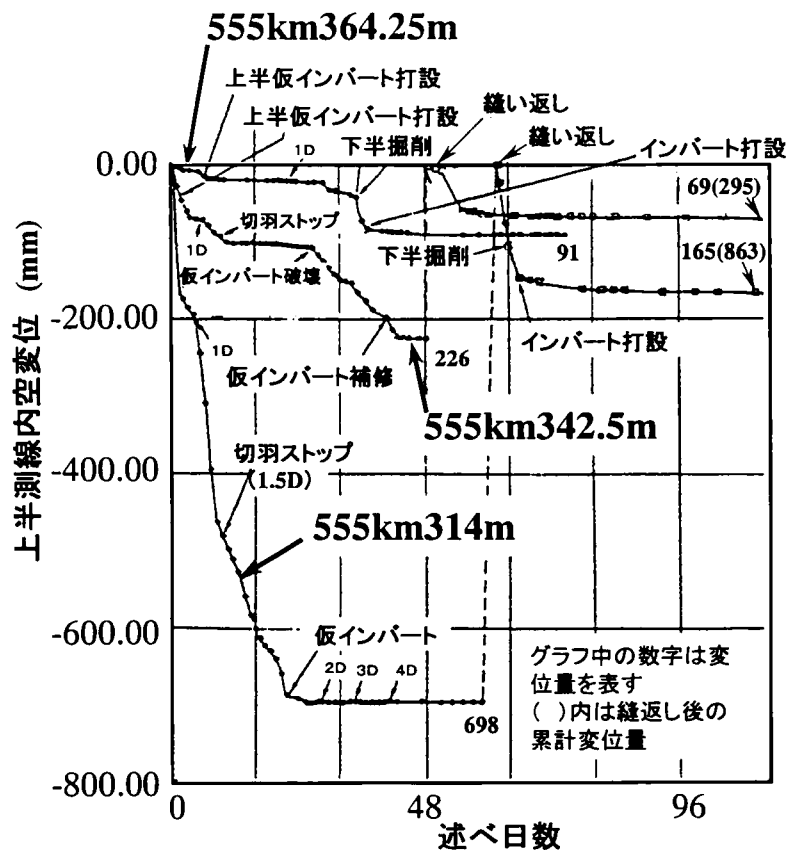


図 2.13 内空変位経時変化図

(b) 女鹿工区^{58) 59)}

1992 年には一戸工区に隣接し、同様の地質を有する女鹿工区を着工した。図 2.14 に女鹿工区の地質状況を示す。

土被りの増加および岩盤の脆弱化による地山強度比の低下に伴い、内空変位が増大し、相次ぐ切羽の崩壊・崩落や支保の変状が発生した。特に 549km820m～550km610m 付近の地質は凝灰岩および凝灰質砂岩を主体とした水平互層を呈し、その下位に四ツ役層の基底となる凝灰角礫岩がトンネル断面に分布する。その区間の土被りは 230m と大きく、凝灰岩の一軸圧縮強度は $2.0 \sim 7.0 \text{ N/mm}^2$ で、地山強度比は $0.4 \sim 1.6$ と小さい。また、モンモリロナイトを多量に含むなど膨張性地山の特徴を有する。同区間での内空変位は平均的に 200mm、最大で 320mm に達した。

550km710m 付近から 550km590m までは吹付けコンクリートにひび割れが発生し、一部剥落も生じた。ひび割れは天端部でトンネル延長方向に連続して数 mm の幅で発生し、圧縮破壊の形態を示した。また、発生時期は切羽が 1D (10m) 程度進行した時点 (施工後 2～3 日目) がもっとも多かった。原因としてはロックボルトを側壁部に重点的に配置し、天端部が粗であったことから天端部の剛性が不足し、天端付近に圧縮

応力が集中したためと考えられる。天端部のロックボルト密度を上げ、また上半吹付けコンクリートにビニロンファイバーを混入することにより、ひび割れ対策とした。
(図 2.15)。

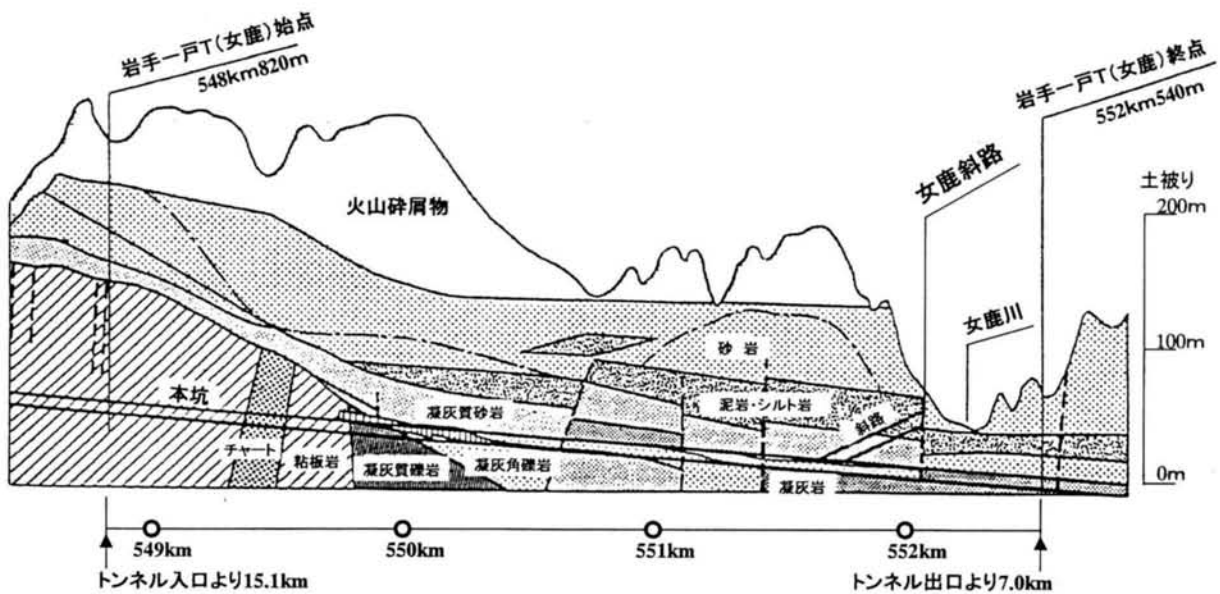


図 2.14 女鹿工区地質状況

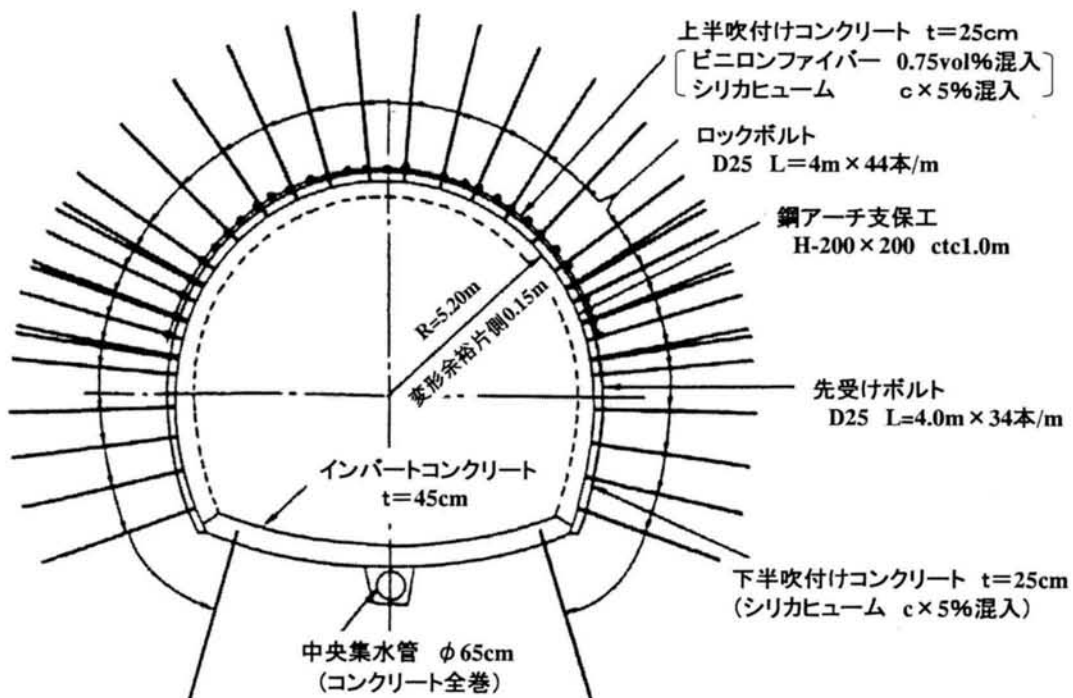


図 2.15 ビニロンファイバー吹付けコンクリート

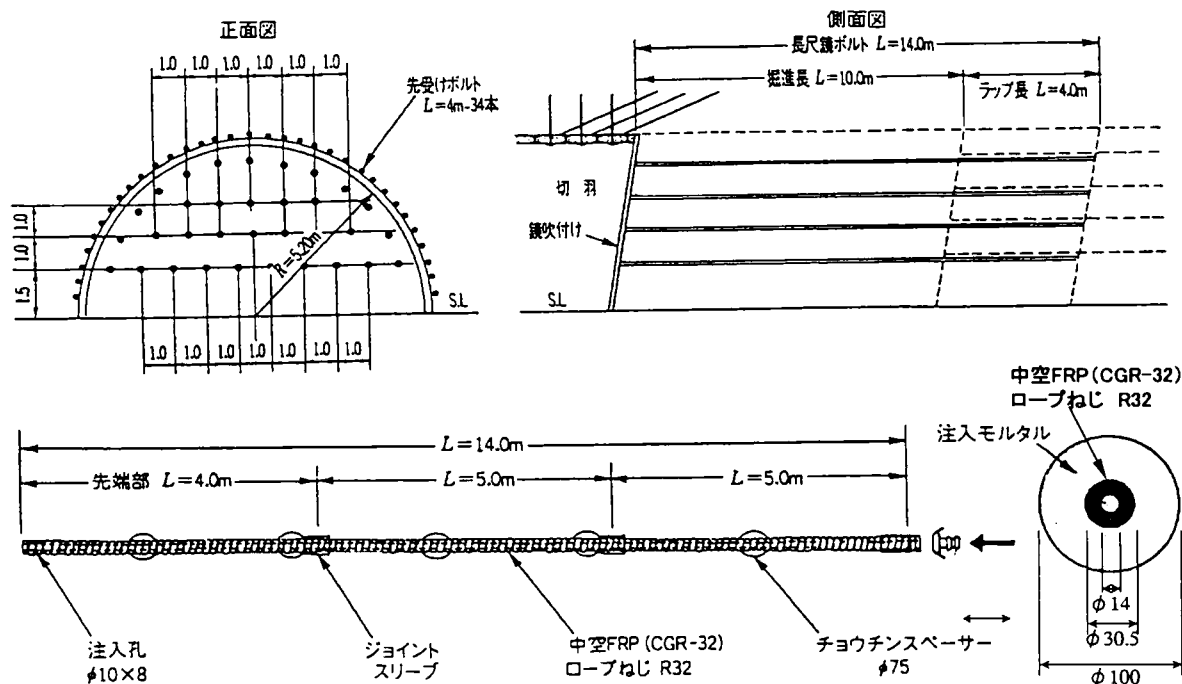


図 2.16 長尺鏡ボルト

土被りが 200～220m と大きくなるに従い、地山強度比が低下し、切羽の崩落現象が頻繁に発生するようになった。また、切羽周辺での山鳴り現象が顕著となった。切羽の崩落に対しては、4m の鏡ボルトを状況に応じて用いたが、鏡ボルト前方から地山が緩んで土砂状に崩壊する状況となり、鏡ボルトの効果がみられなくなった。そのため、14m の長尺鏡ボルト（間隔 1m、上半断面 33 本）を採用した（図 2.16）。覆工の施工は、支保閉合後も時間依存性の変位が継続することによる覆工への作用荷重を考慮し、SFRC 覆工を一部の区間で採用している。

(5)SFRC 覆工の施工事例

SFRC による覆工は 1974 年に日本道路公団恵那山トンネルで、膨張性を示した地山部分に用いられたのが国内における最初で、近年施工された膨張性地山のトンネルでは、SFRC を用いるケースが多くなっている。表 2.3 に SFRC が採用されたトンネルの一例を示す。その効果については、無筋コンクリートに比べ、曲げ強度、せん断強度、曲げタフネスなどが著しく大きく、このためひび割れが発生しにくいうえに、ひび割れ発生後においても部材としての耐力を保持できるとされている。

表 2.3 膨張性地山における SFRC 覆工施工実績

トンネル名	場所	施工時期	覆工厚 (cm)	鋼繊維 形状寸法 (mm)	鋼繊維 混入量 (kg/m ³)
東北新幹線 三戸トンネル	青森	1994	30	φ0.7×45	40・60
東北新幹線 岩手一戸トンネル(一戸)	岩手	1993	30	φ0.7×45	40・60
東北新幹線 岩手一戸トンネル(女鹿)	岩手	1996	30	φ0.7×45	40
北越北線 鍋立山トンネル	新潟	1995	30	φ0.7×50	65
上越新幹線 中山トンネル	群馬	1981	50	φ0.5×30	50
北陸新幹線 朝日トンネル	富山	2001	30	φ0.8×60	40・60
九州新幹線 第二今泉トンネル	熊本	1994	30	φ0.7×50	60

2.2.2 膨張性地山における供用開始後の覆工変状事例

膨張性地山におけるトンネルでは、トンネルが完成して長期間経過後、予想以上の外力が覆工に作用した結果、ひび割れや変状が発生し、中には大掛かりな改築、補修工事を実施している事例もある。ひび割れの発生傾向の特徴として、側壁部あるいはアーチ肩部の縦断方向に連続するものや天端部に縦断方向に発生する圧縮破壊によるひび割れが多いことが挙げられる。覆工のひび割れや変状に関する報告事例は少ないが、ここではその一部について示す。

(1) 只見中線田子倉トンネル⁶⁰⁾

田子倉トンネルは只見～田子倉間の延長 3,712m のトンネルであり、在来工法で施工され、1971 年に竣工している。断面形状は、単線 2 号型、側壁直であり、覆工構造はコンクリート造で、巻厚が 30 または 45cm となっている。地質は新第三紀中新世の緑色凝灰岩および軽石質凝灰岩であり、最大土被り 325m で変状対策区間の土被りは約 150m である。

変状現象としては、側壁押出しによる断面縮小（内空変位の最大値は 1 年 4 ヶ月で 14.5mm）の進行、天端部の圧縮破壊の進行、最大 12cm の盤ぶくれの発生、アーチ 45° 付近および側壁部に水平ひび割れが多いといった現象が生じた（図 2.17）。変状原因として、緑色凝灰岩が膨潤性鉱物（モンモリロナイト）を含み、劣化しやすいこと、また土被り圧が作用していること、側壁直で側圧に弱い構造となっていること、およ

びコンクリートの局所的な品質不良、巻厚不足が考えられた。対策工としては、ロックボルトφ25mm、覆工補強材を設置し、インバート部についても、ロックボルトにより補強して観測を継続している（図 2.18）。

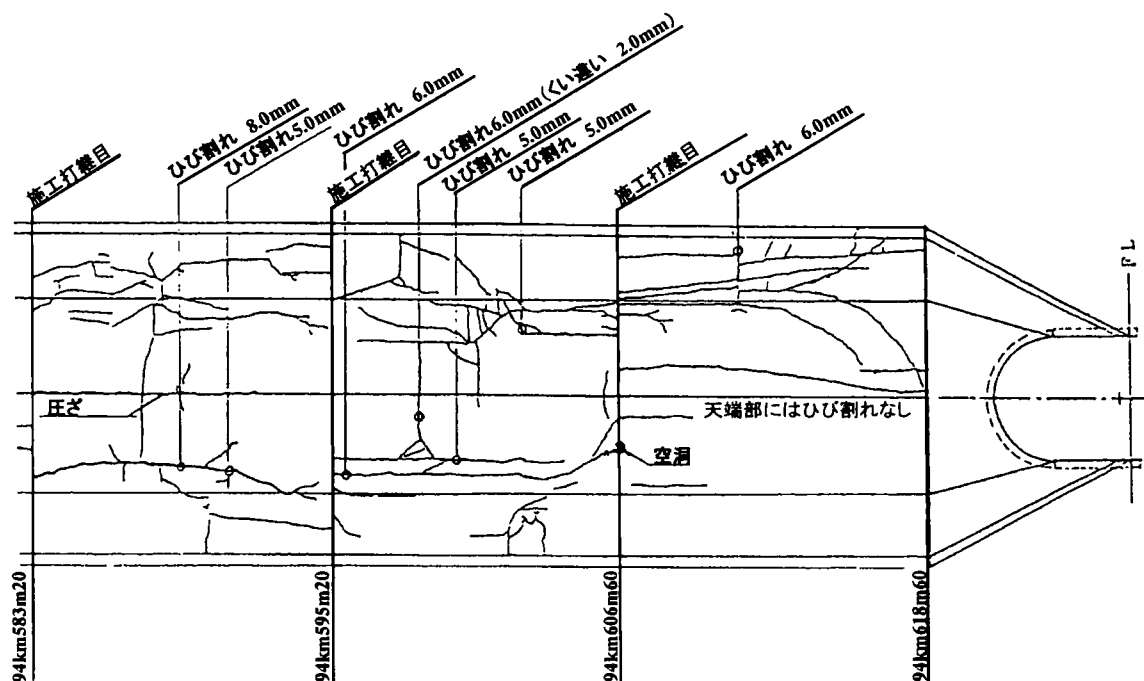


図 2.17 田子倉トンネル変状状況

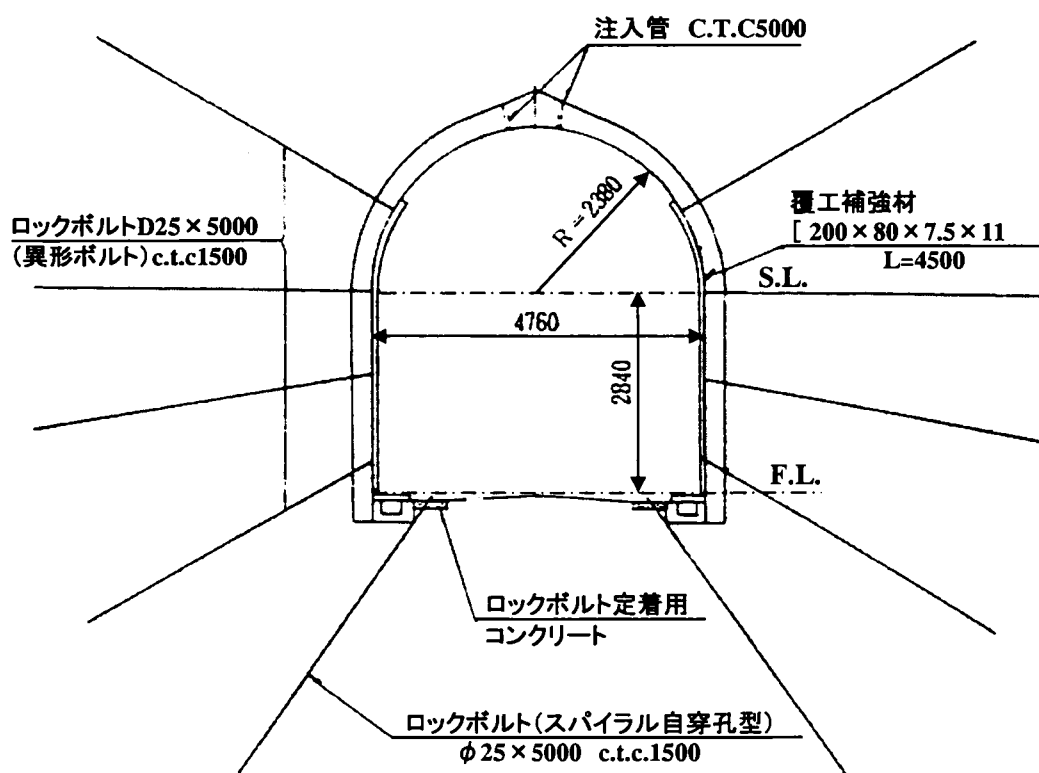


図 2.18 田子倉トンネル対策工断面図

(2) 只見中線六十里越トンネル⁶⁰⁾

六十里越トンネルは田子倉～大白川間の延長 6,609m のトンネルであり、在来工法で施工され、1970 年に竣工している。断面形状は、単線 1 号型、側壁直であり、覆工構造はコンクリート造で、変状区間の巻厚は 30～45cm となっている。地質は新第三紀中新世の緑色凝灰岩、凝灰角礫岩および同時期に貫入したと考えられる流紋岩などよりなり、最大土被りは 680m と非常に大きく、変状箇所の土被りはほとんど 300m を超える。

変状現象は、建設中に盤ぶくれ、側壁の押出しが観察されていたが、供用開始後も側壁の押出しに伴う断面縮小（進行速度の最大値は約 15mm/年）が進行して、アーチ、側壁にひび割れが発生、さらに 1973 年にインバートを施工した後には側壁部の水平ひび割れ、天端部の圧ぎ、覆工片の剥落が発生した。また、1977 年にも、天端部に圧ぎが発生し、盤ぶくれに伴う路盤の隆起や側溝の変形が起こっている。変状原因としては、変状の発生状況、周辺地山の地質、土被りと地山強度比の関係から、覆工耐力以上の大きな塑性地圧が働いたためと推定される。また、側壁直で、インバートのない側圧に弱い構造が多い。また、全体的に巻厚不足であることも一因と考えられる。対策として、ロックボルト、SFRC 吹付け、裏込め注入、内巻工、内面補強工、インバート工、ストラット工を行っている。

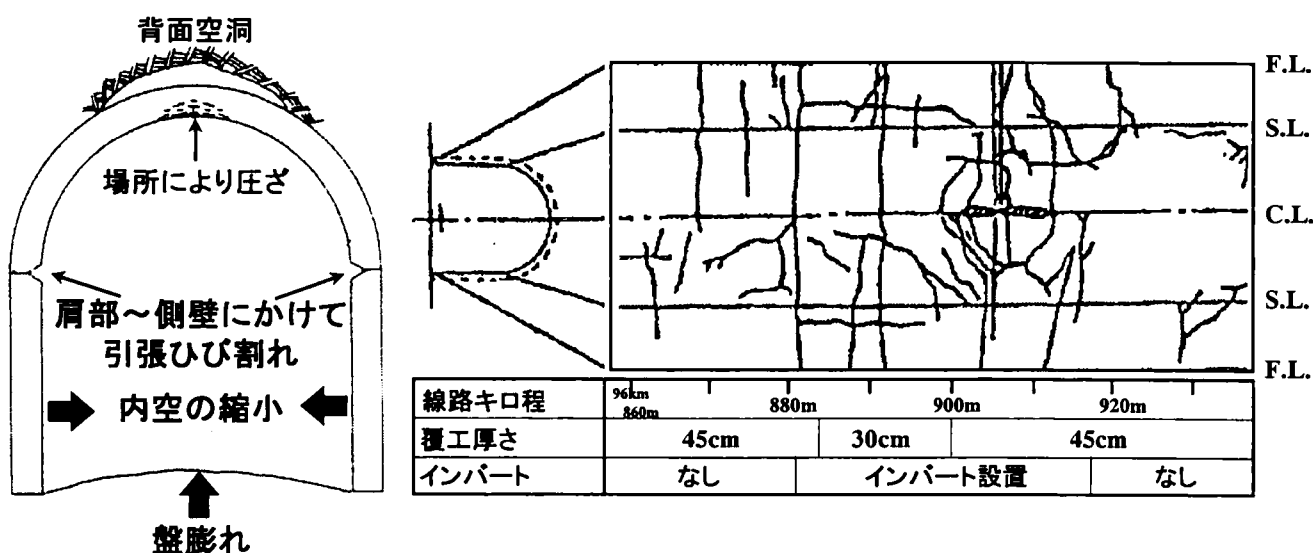


図 2.19 六十里越トンネル変状状況

(3) 信越本線塚山トンネル⁶¹⁾

塚山トンネルは長鳥～塚山間の延長 1,766m のトンネルであり、在来工法で施工され、1966 年に竣工している。断面形状は、複線（直流電化）型であり、覆工構造はコンクリート造で、巻厚は 50～60cm となっており、一部鉄筋が配筋されている。地質は新第三紀鮮新世の泥質岩（西山層など）、最大土被りは 150m であり、岩石試験の結果では、一軸圧縮強度 3.0～6.0MPa、自然含水比 25～40%、地山強度比 2～4 となっている。

変状現象は、最大 36mm/年のトンネル幅の縮小により、アーチ、側壁部の水平ひび割れ、天端の軸方向圧ざ、側溝の変形などが発生している（図 2.20）。変状原因としては 1971 年以降に断面縮小対策としてインバートを施工したことにより覆工の構造系が変化し、側圧に対する抵抗力和鉛直支持力が増加したため、インバート施工後は、結果的に覆工に大きな軸力が発生し、圧縮応力が卓越する構造になったと考えられる。しかも、地圧が非常に大きいうえ、覆工巻厚が小さいことや、逆巻迫め部などの構造欠陥を有するため、圧縮性のひび割れが多数発生するようになったと考えられる。対策工として天端部の圧ざにより浮いたコンクリート塊の除去とモルタル吹付け、インバート施工、コンクリートストラット工を行っている。

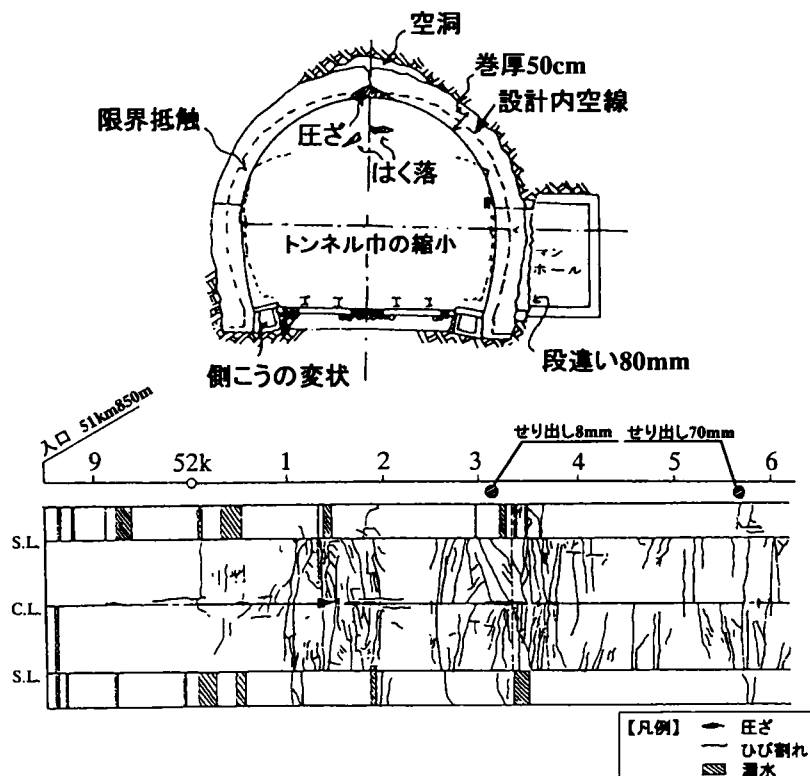


図 2.20 塚山トンネル変状状況

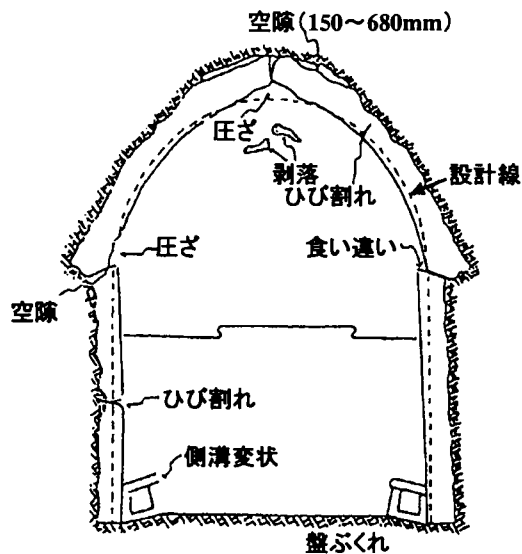


図 2.20 鳥越トンネル変状状況

(4)東北本線鳥越トンネル⁶¹⁾

鳥越トンネルは一戸～二戸間の延長 1,055m のトンネルであり、在来工法で施工され、1966 年に供用を開始している。断面形状は、単線交流電化特 1 号型であり、変状箇所の覆工構造はコンクリート造で、巻厚は 40～60cm となっている。変状箇所の地質は新第三紀泥岩、土被りは 100m で一軸圧縮強度が 0.1～7.8MPa となっている。

変状現象は、内空変位速度 10mm/年の断面縮小により、盤ぶくれ、側溝の変状や幅 10mm に及ぶひび割れが発生している（図 2.20）。変状原因としては主な地質が第三紀の泥岩であり、膨潤性鉱物（モンモリロナイト）を含み、地山強度が低いことが挙げられる。対策工として、セントル補強工だけでは内空断面の縮小を抑制できなかったため、側壁部にロックアンカーを施工した。

(5)田沢湖線仙岩トンネル⁶¹⁾

仙岩トンネルは赤渕～田沢湖間の延長 3,915m のトンネルであり、在来工法で施工され、1966 年に供用を開始している。断面形状は、単線特 1 号型であり、変状箇所の覆工構造はコンクリート造で、巻厚は 40cm となっている。変状区間の地質は新第三紀花崗閃緑岩で、節理が発達し、風化して角礫化しており、土被りは 200m である。

変状現象は、アーチ部では、圧さと剥落、ひび割れが顕著であり、側壁部は構造的

に弱い側壁直であるにもかかわらず、顕著なひび割れは現れておらず、ひび割れ幅の進行もない（図 2.22）。当初は地下水が原因で内空断面が縮小しているものと考え、水抜き孔を施工したが、断面の縮小は止まらなかった。したがって原因としては、破碎帯であることによる地山のゆるみ（鉛直土圧）、塑性化（塑性地圧）、覆工背面の空洞、天端部の巻厚不足等が考えられた。対策工として、裏込め注入工、ロックボルト補強工、防水シート工、内巻工、セントル補強工を行っている（図 2.23）。

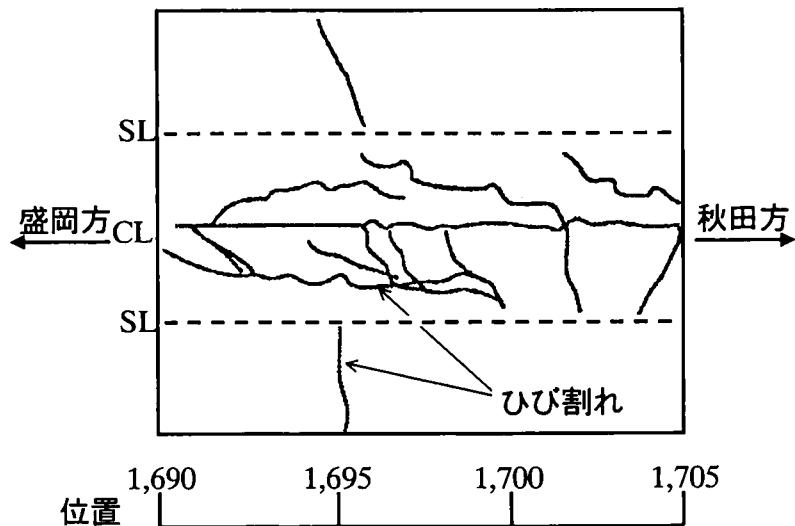


図 2.22 仙岩トンネル変状状況

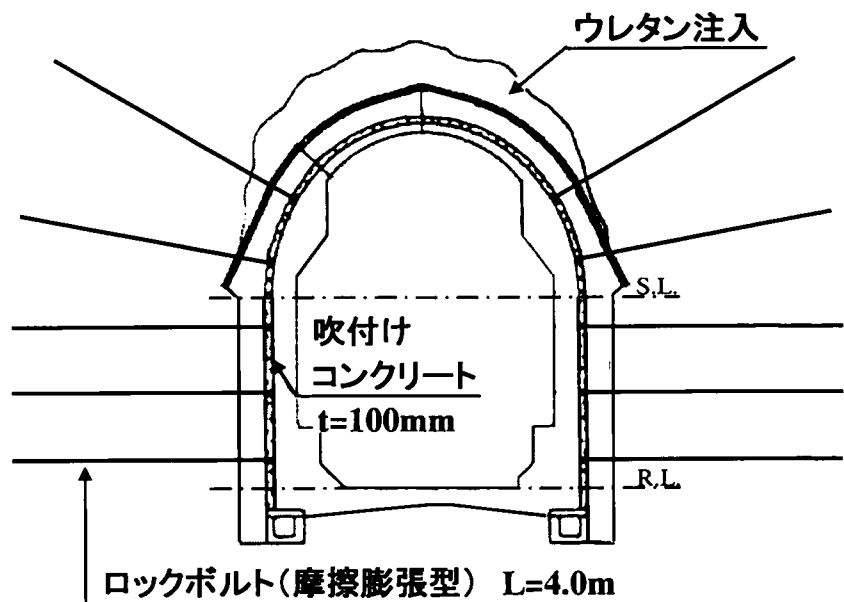


図 2.23 仙岩トンネル対策工断面図

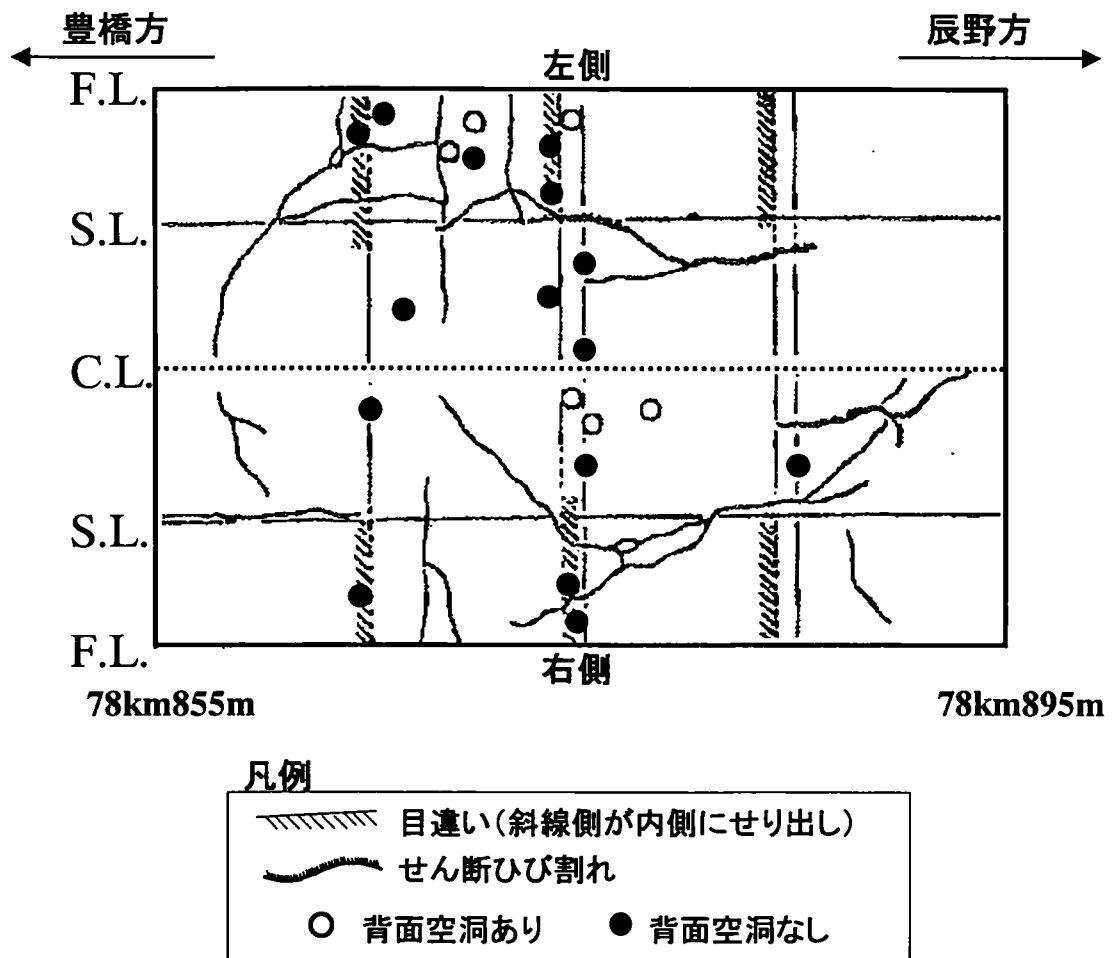


図 2.24 大原トンネル変状状況

(6) 飯田線大原トンネル⁶¹⁾

大原トンネルは水窪～大嵐間の延長 5,063m のトンネルであり、在来工法で施工され、1955 年に供用を開始している。断面形状は、単線 1 号型であり、変状箇所の覆工構造はコンクリート造で、巻厚は 55cm となっている。地質は花崗岩類で、変状箇所は断層・破碎帯と考えられる粘土中に位置しており、土被りは 400m である。

変状現象は、側壁部を中心に放射状ひび割れ、2 cm の目違いが生じ、天端部には顕著な変状は認められない。(図 2.24) 変状原因は、覆工ボーリング結果より、覆工巻厚、背面空洞がアーチ右肩付近に一部認められるものの、全体的には十分な巻厚が確保されていること、および変状状況から判断して、覆工は断層・破碎帯に起因する局所的な塑性地圧により軸力が卓越し、その結果せん断破壊などの変状を受けたもの

と考えられる。対策工として、裏込め注入工、ロックボルト補強工、防水シート工、内巻工を行っている（図 2.25）。

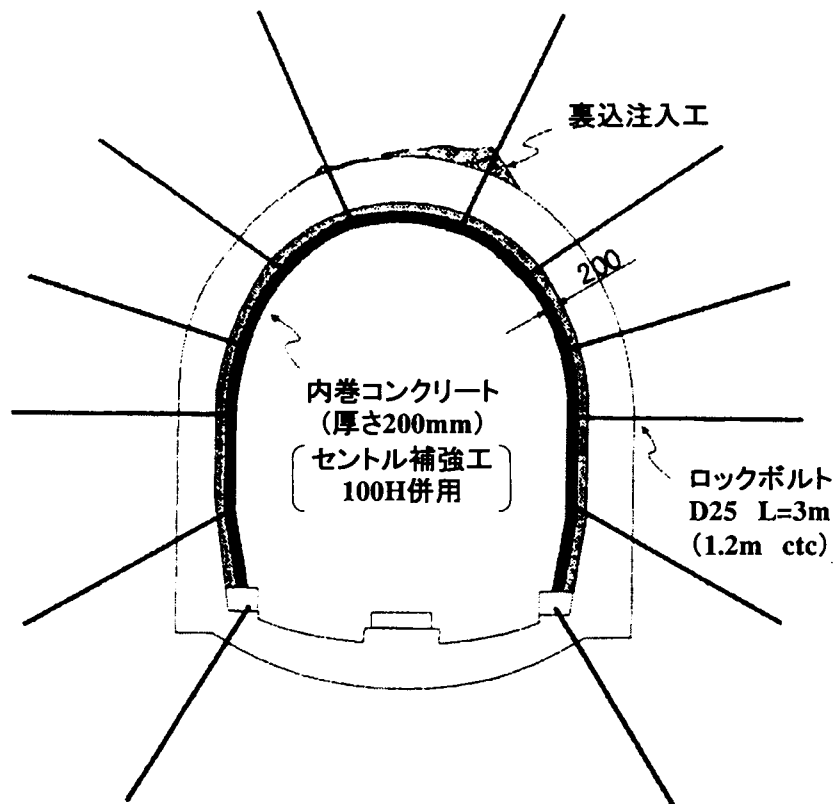


図 2.25 大原トンネル対策工断面図

(7) 上信越自動車道日暮山トンネル（I期線）³⁾

日暮山トンネル（I期線）は上信越自動車道 佐久 IC～碓氷軽井沢 IC 間の延長 2,223m のトンネルであり、NATMで施工され、1993 年に供用を開始している。変状区間の覆工構造はコンクリート造で、巻厚は 30cm となっている。地質は新第三紀 井戸沢層泥岩で、土被りは約 120m であり、一軸圧縮強度は 0.7～4.3MPa である。また、掘削時の内空変位は最大 1,000mm を超える状況となっている。トンネル断面図を図 2.26 に示す。

変状現象としては、覆工天端を中心とした斜め方向のひび割れの進行が著しい状況である（図 2.27）。対策工としてはエポキシ樹脂注入、炭素繊維シート貼付けを行っている。

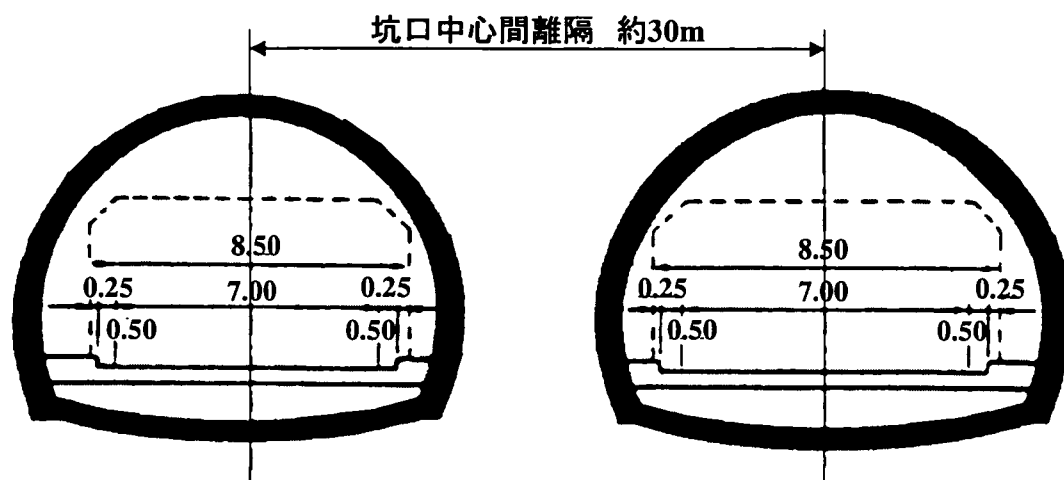


図 2.26 日暮山トンネル断面図

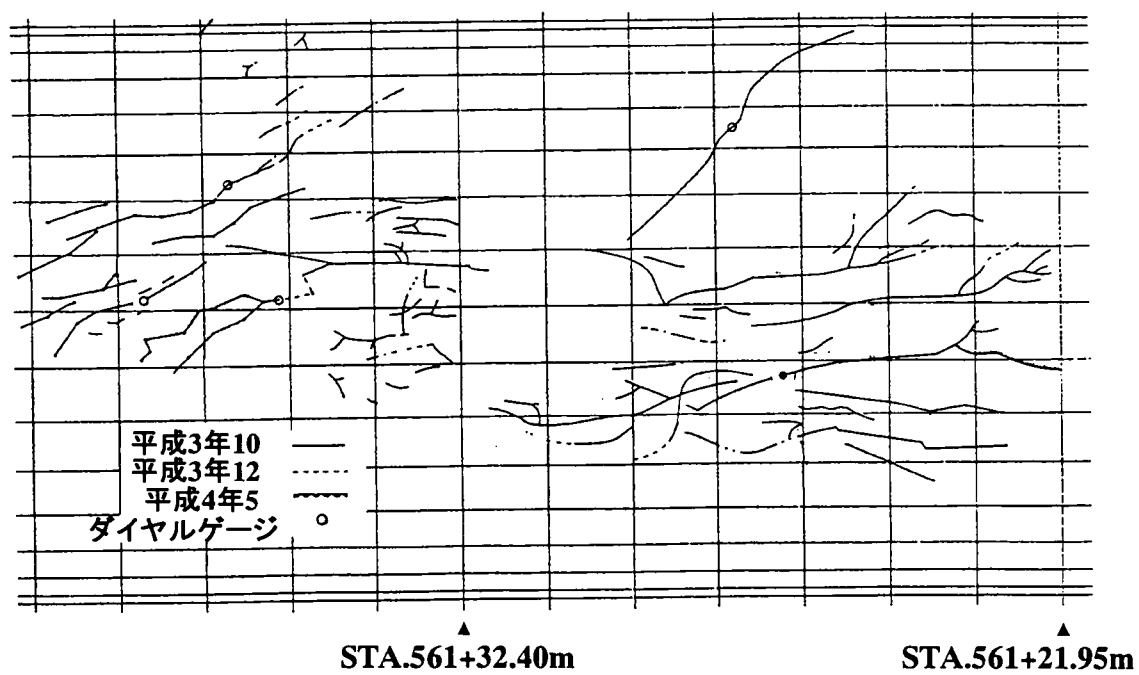


図 2.27 日暮山トンネル（I期線）変状状況

2.3 まとめ

本章では前半で既往の関連する様々な研究について知見を示し、後半では膨張性地山における施工事例および供用開始後の変状事例について紹介した。以下にまとめを示す。

- 1) 覆工の変状・ひび割れに関する研究では、ひび割れの実験や解析を用いた研究事例、実際の変状現象を観察し、要因を分類した研究などが存在するが、実際の覆工に発生する変状状況を、解析等により表現した研究はなされていない。
- 2) トンネルの設計に多変量解析を用いた研究例は多数存在し、分野也多岐にわたるが、膨張性地山に適用された事例はなく、またひび割れの分野に適用した事例も存在していない。
- 3) 未収束変位に伴う覆工作用荷重に関する研究は鉄道トンネルを中心に種々の手法が提案されているが、類似してはいるものの定まった手法は確立されていない。
- 4) 膨張性地山における掘削段階において変位を抑制するための様々な対策事例を紹介し、同時に覆工打設時に変位が収束しない場合の SFRC の適用事例を示した。
- 5) 膨張性地山における供用開始後の覆工の変状事例を示し、膨張性地山において発生しやすいひび割れや側壁の押し出しなどの変状の特徴、またそれに対する対策例を示した。

第3章 覆工のひび割れ発生状況に関する分析

3.1 対象トンネルとひび割れ発生状況

本章では、東北新幹線岩手一戸トンネル 25.8km のうち、膨張性凝灰岩を有する区間の覆工のひび割れ調査を行った結果にもとづき、掘削に伴うトンネルの変位状況や覆工内の応力状態とひび割れの発生状況との関係を把握するとともに、多変量解析の一つである判別分析を行い、外力の発生に伴うひび割れ発生に関する判別式を求める。

分析対象とするのは膨張性を示す新第三紀の凝灰岩類が分布する約 4km の区間である。この区間では保守上の観点から覆工打設後、ひび割れ状況の詳細な調査を継続して行っており、本分析では供用前の最終観測結果を用いた。図 3.1 にひび割れの調査結果の一例を示す。対象区間のひび割れの特徴として、側壁部（S.L.部）および天端部に連続した縦断方向のひび割れの発生傾向が強いことが挙げられ、以下ではそれらのひび割れについて詳細な分析を行う。本分析では左右肩部を境界として、それより下部を側壁ひび割れ、上部を天端ひび割れと区分し、さらに軸方向からの傾きが 45° 以内のものを縦断方向のひび割れとし、外力の作用による影響が大きいひび割れと位置付けた。

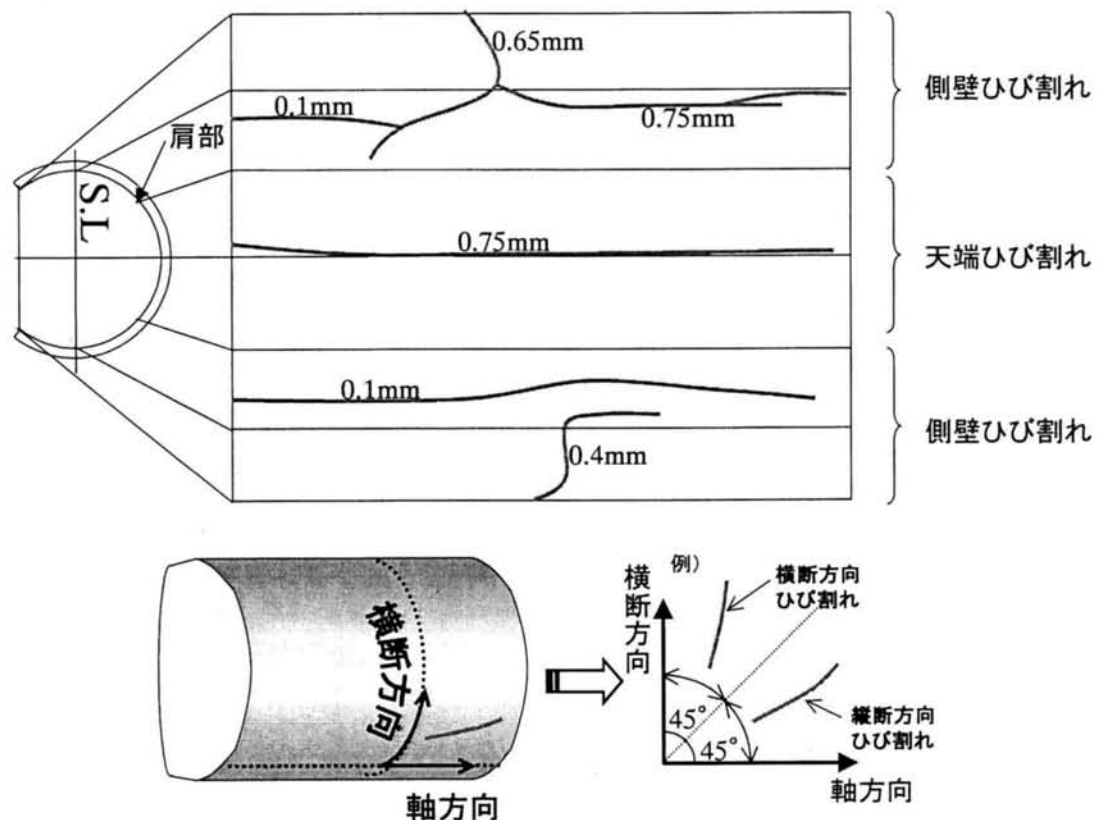
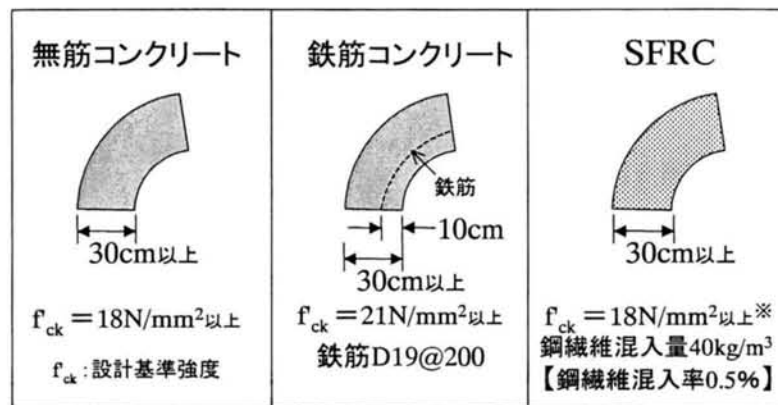


図 3.1 ひび割れ調査結果例

この区間の覆工は、覆工厚 30cm の無筋コンクリート構造を基本としているが、膨圧による変形が大きい区間では鉄筋コンクリート、SFRC により補強を行っている（図 3.2）。鉄筋コンクリート構造はトンネル内空側に単鉄筋により補強する構造である。対象区間の大きな特徴としては、変位状況に応じ、スパンごとに覆工仕様を変えて施工していることが挙げられる⁶²⁾。

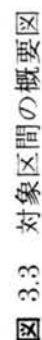


※圧縮試験結果では 33N/mm^2 が得られている。

図 3.2 覆工構造

図 3.3 にひび割れ発生状況を含めた対象区間全体の概要を示す。対象区間はいくつかの区間に分類される。

区間Aは、もっとも早期に着工した区間であるが、凝灰岩地質で地山強度比が3程度と小さく、上半掘削開始からの内空変位が100～400mm発生し、また収束の遅い変位（覆工打設前の変位速度が最大0.6mm/日）を覆工により抑えこむという考えから、鉄筋コンクリートにより補強を行ったが、全体にわたって縦断方向のひび割れが生じている。なお、そのひび割れの大きさは、1.0mm以下のひび割れがほとんどである。区間B、B'は、区間Aと同様の地質を呈し、大部分が無筋コンクリート覆工で施工している。上半掘削開始からの内空変位は100mm以下で覆工打設時に変位が収束しているスパンがほとんどであるにもかかわらず、ひび割れの発生が多く、特に天端のひび割れが他の区間と比較して多くなっている。区間Cは、凝灰岩と凝灰角礫岩の境界に位置し、対象区間でもっとも上半掘削開始からの内空変位が大きかった区間であり、最大で800mmを超える変位（縫返し後の変位を含む）が発生している。そのため、覆工にはSFRCを採用し、その効果によりひび割れの発生が抑制されている。区間Dは、泥岩地質を呈した区間で、上半掘削開始からの内空変位が100mm前後発生している。また土被りが最も大きい区間であり、地山強度比は小さく、天端のひび割れの発生傾向が強い。区間Eは、凝灰角礫岩の地質で地山強度比は10以上と大きいため上半掘削開始からの内空変位も30mm以下と小さく、ひび割れの発生も比較的少ない。



3.2 覆工ひび割れの発生に関する特性分析

3.2.1 荷重状態とひび割れ発生との関係

覆工のひび割れの発生要因として、表 3.1 の項目が挙げられており⁶³⁾、これらの項目は土圧などの外力による曲げ引張応力の卓越するもの、温度降下による応力、乾燥収縮による応力などのコンクリート自身の内的要因によるもの、材料の欠陥、施工不良などの要因に大別される。一般に覆工は、トンネル軸方向、周方向が覆工巻厚に対して延長が長く、吹付けコンクリートと接しているため、コンクリートの温度降下や乾燥による収縮挙動が吹付けコンクリートにより拘束されることからひび割れが生じやすいことが挙げられ、これらの環境的側面がその発生要因となることが多い。また、膨張性地山において変位が収束する前に覆工を施工した場合には、覆工打設後に二次的な荷重が外力として作用することが研究されており⁴⁰⁾⁴²⁾⁶⁴⁾、その結果、ひび割れが生じることがある。ひび割れはこれらの要因が単独で、または複合して発生していると考えられる。ひび割れの発生要因を特定することは、ある程度推測が可能でも、断定することは非常に困難であるが、各種計測を行うことによって要因を明確にすることが可能と考えられる。

表 3.1 覆工のひび割れ発生要因⁶³⁾

大 分 類	小 分 類
外 力	覆工施工後の外力作用
	地山支持力不足
	背面地下水の凍結
	水位上昇による外水圧
材 料	異常凝結・水和熱大
	骨 材 不 良
環 境	温 度 応 力
	乾 燥 収 縮
施 工	施 工 不 良

ここでは覆工に生じるひび割れが、外力の影響により発生したかどうかを実際のトンネルで行った計測データを用いて検証を行う。当該トンネルにおいて覆工応力測定を行った4ヶ所（鉄筋コンクリート2断面、SFRC2断面）の内空側縁応力と測定位置と同一スパンにおける実際のひび割れの発生状況を比較したものを図 3.4 に示す。ここに、応力測定の初期値は覆工打設翌日に設定し、図に示した応力値は打設後約6ヶ月後の測定値（最終計測値）とな

っている。また、応力はコンクリート内部にコンクリート有効応力計を埋め込み、直接計測している。さらに、覆工打設～ひび割れ測定の間は断面①、②は10年、断面③は6年、断面④は7年である。図中のひび割れは縦断方向に連続して生じているものを外力作用により発生したものとして表している。この結果、引張応力が発生する位置は側壁付近に集中しており、断面①、②ではその位置の近傍でひび割れが発生している。この引張応力発生箇所の状況は、計測地点と類似の条件（表 3.2）のもとで行った骨組解析による曲げモーメントの分布（図 3.5）とほぼ同様の傾向を示している。この解析においては、荷重条件は等分布荷重とし、支承条件はインバートのストラットとしての拘束効果のみを最大限考慮するものと仮定した。断面③、④では、引張応力が発生している付近で、ひび割れが発生した箇所が見られないが、これは SFRC のひび割れ抑制効果によるものと考えられる。

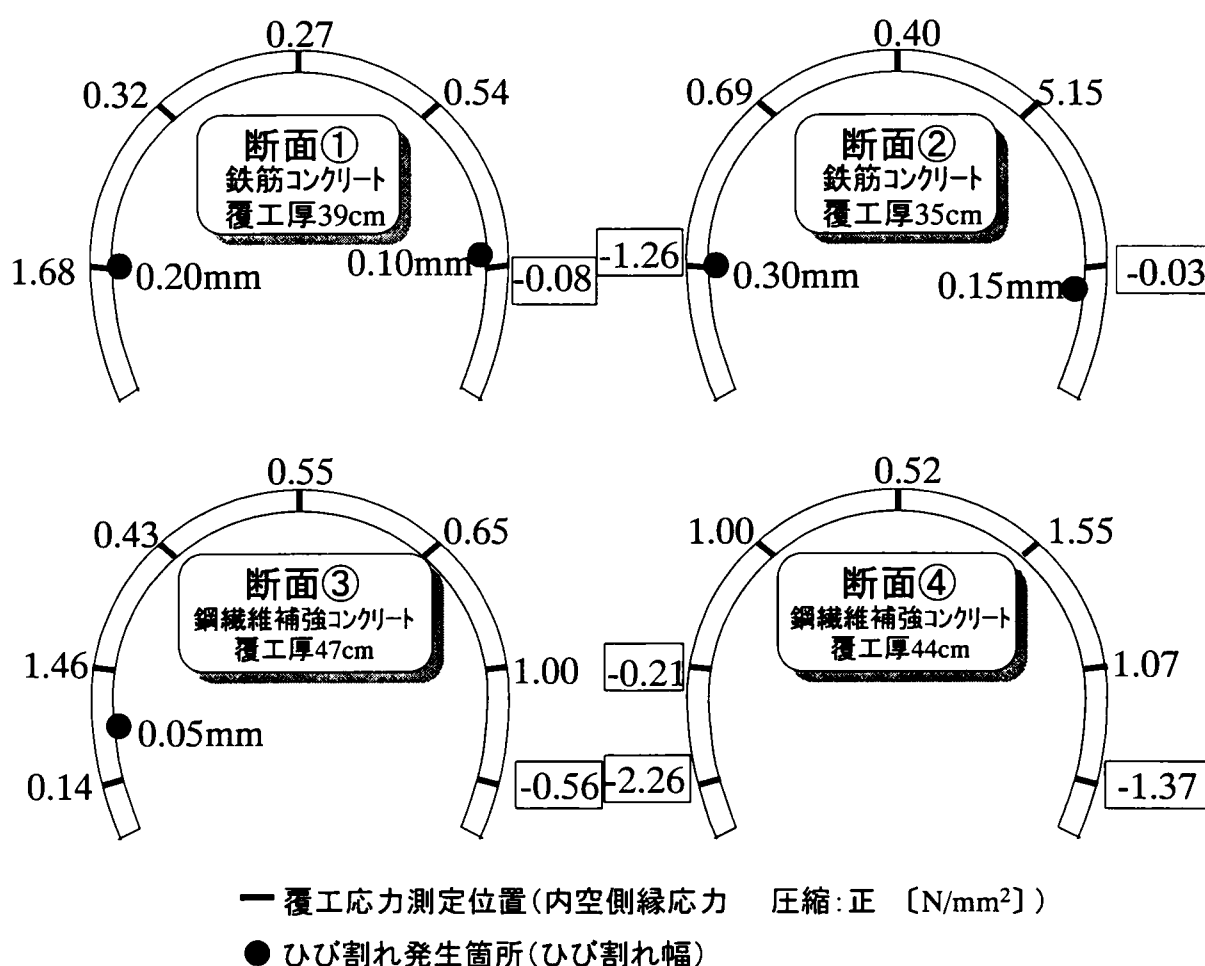


図 3.4 覆工応力測定結果とひび割れ発生状況

表 3.2 骨組解析条件

覆工構造	設計基準強度 $f_{ck}=18\text{N/mm}^2$ (無筋コンクリート覆工厚30cm)
地盤条件	変形係数 $E=500\text{MPa}$ (地盤反力を地盤ばねでモデル化)
荷重条件	鉛直荷重 $P_v=100\text{kN/m}^2$, 側圧係数 $K_0=1.2$
支承条件	インバートとの結合部はピン結合

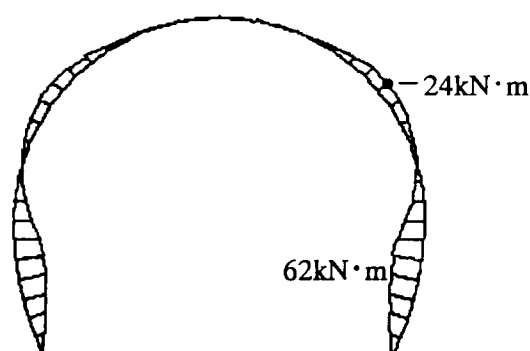


図 3.5 曲げモーメント図

以上より、計測における引張応力の発生箇所、実際のひび割れ発生位置および骨組解析による曲げの卓越する位置が整合しており、外力作用の影響すなわち膨張性土圧の影響により覆工内面に引張応力が生じ、ひび割れが発生している可能性が高いと考えられる。

なお、対象区間におけるひび割れは、未貫通であり、せん断ひび割れ固有の食い違いの現象は起こっていないため、曲げ引張応力によるひび割れと判断している。

3.2.2 分析における着眼点

前節において対象区間のひび割れ発生は外力作用による影響が大きいと推測された。また、ひび割れの主な要因である温度応力・乾燥収縮は、温度変化が小さい比較的長い延長のトンネル内部においては耐力上問題となるケースは少なく、そのひび割れの規模も大きいものではない。そのため、本章では特徴的なひび割れ発生要因である地山の膨張性に伴う外力の影響に注目し、検討を行うこととした。

本章では、この外力を2種類の異なった作用形態の荷重に分類した。膨張性地山では変位

の収束が遅く、変形が継続している状態で覆工を打設すると変形が拘束され、覆工に荷重が作用し、ひび割れが生じる可能性がある。この作用荷重を短期残留荷重と呼ぶ。一方、後述するように、変位がほぼ収束してから覆工を打設しているにもかかわらず、ひび割れが生じている事例が見られた。この現象の要因として、ここでは覆工を打設して長時間経過後に再度土圧が増加しているためと想定した。この作用荷重を長期残留荷重と呼ぶこととし、特にこの荷重が掘削により生じた塑性化領域の大きさに依存していると考えた。この定義により、未収束変位に伴う短期残留荷重を表すものを覆工打設直前の変位速度とみなし、長時間経過後の長期残留荷重を表現するものを最終変位量（計測開始～覆工打設までの変位量）やインバート閉合後変位量などの絶対変位量と考え、分析を行った。

3.2.3 分析対象データ

事前調査において、トンネルの膨張性を予測するものとして様々な指標が提案されている^{65) 66) 67)}。その中の代表的な指標として地山強度比⁶⁸⁾が挙げられ、土木学会トンネル標準示方書⁶⁾によると地山強度比6以下を「地圧が大きいと推定可」としている。当該トンネルでの地山強度比と各種変位データとの関係を図3.6に示す。地山強度比が小さくなるにつれて変位量や変位速度が大きくなる傾向があり、特に地山強度比が3未満では、一部の区間では200mmを超える大きな内空変位が発生している。また、覆工打設直前の変位速度も値が大きくなっており、覆工打設時期に左右される数値ではあるが、収束しにくい状況が推定される。以上のことから本章では、地圧が大きい（膨張性土圧が大きい）区間を対象とし、地山強度比6以下の区間に限定して分析を行う。

分析では変位データとして上、下半測線に対して最終変位量、インバート閉合後変位量、覆工打設直前変位速度のデータを用い、その他に天端最終沈下量および日最大変位量を用いる。

図3.7はある地点における変位の経時変化図であり、この例により上記の各種変位データ（①～⑧）を定義する。

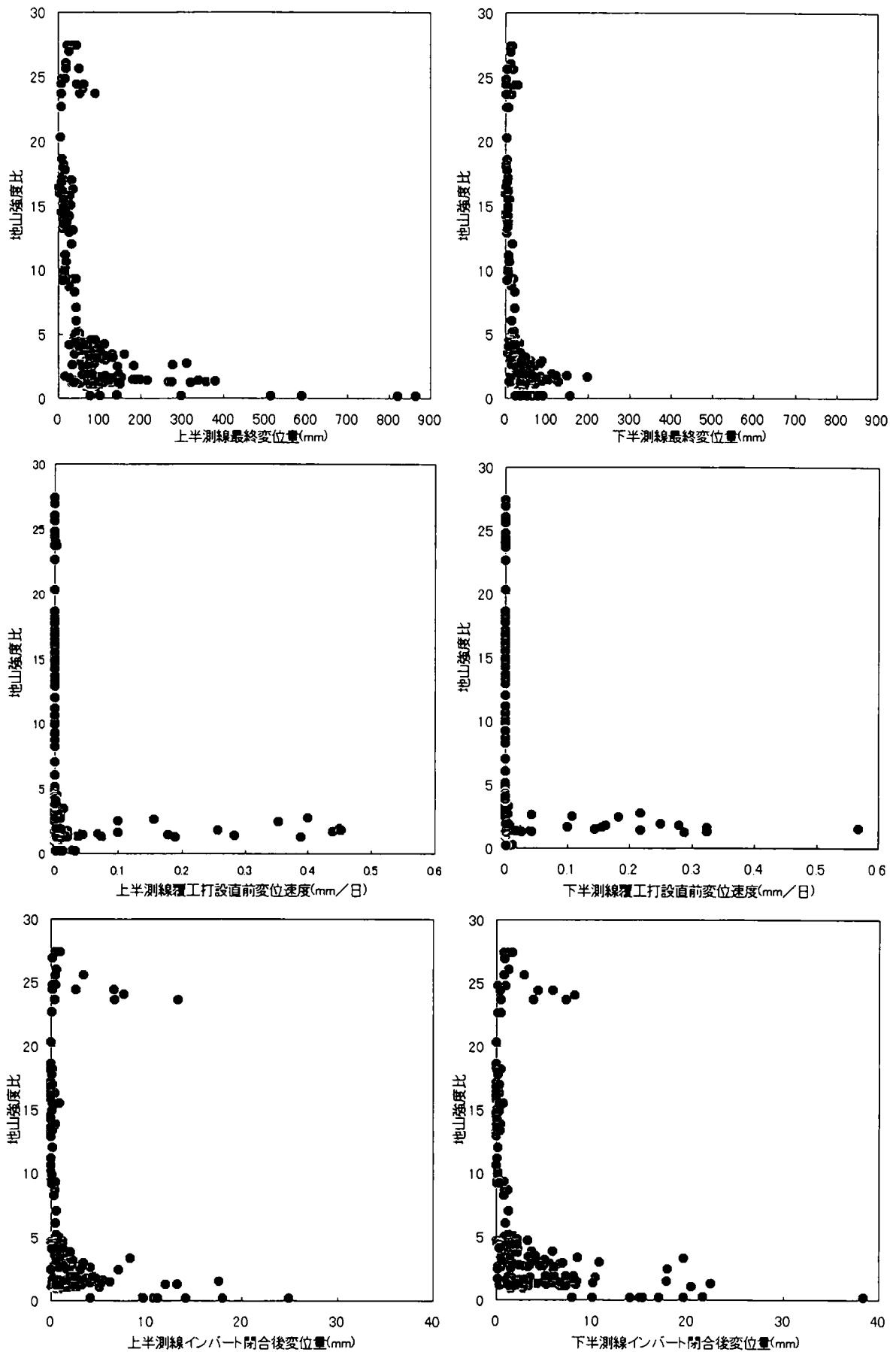


図 3.6 地山強度比と各種変位量の関係

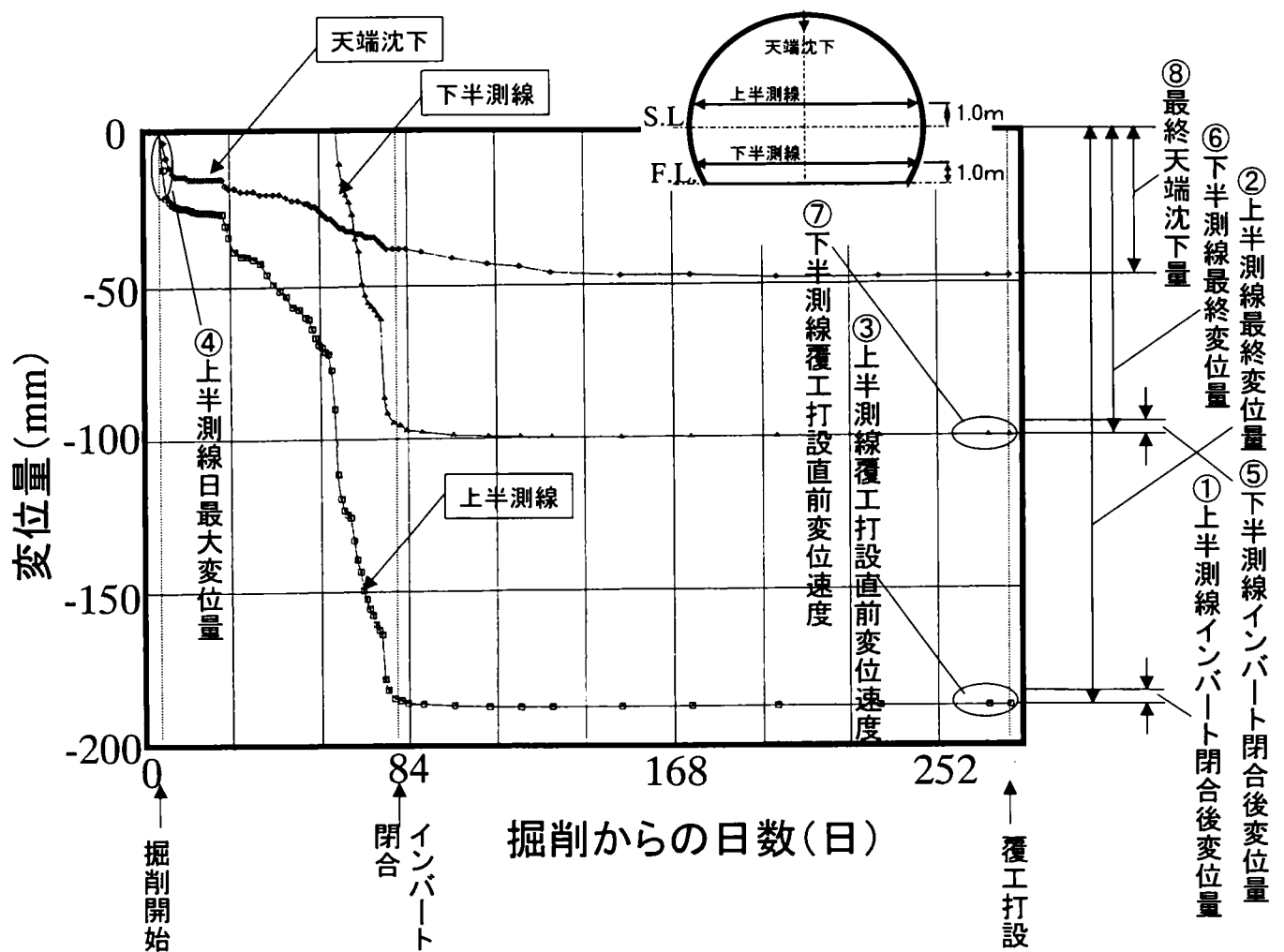


図 3.7 変位経時変化図と変位データの例

3.2.4 ひび割れ発生の定義

本分析におけるひび割れ発生の定義について述べる。前述のように本章で扱うひび割れは乾燥収縮などの影響ではないと仮定したので、ある程度連続した延長で発生しているものという観点から幅 0.2mm 以上とする。また、対象とするひび割れは地山荷重が覆工に負荷して発生したものとし、トンネル横断方向のひび割れは考慮せず、トンネル縦断方向のひび割れのみ限定し、その角度は軸方向から 45 度以内のものを扱うこととした。また、天端付近のひび割れ発生状況について変位量との関係を図 3.8 に示すが、天端沈下、内空変位ともにひび割れ発生とは明確な関係を示さない。天端の曲げ引張によるひび割れは側圧が小さく、鉛直荷重が大きい場合、すなわち内空変位が小さく、天端沈下が大きい場合に生じると考えられるが、そのような傾向にはなっていない。また逆に圧縮破壊によるひび割れは側圧が大き

く、鉛直荷重が小さい場合、すなわち内空変位が大きく、天端沈下が小さい場合に生じると考えられるがそのような傾向が見出せない。膨張性土圧によるものとは別の要因によるものと考えられる。したがって天端のひび割れについては荷重との関係が明確ではないと考えられるため、対象から除外し、側壁のひび割れのみを対象とすることとした。

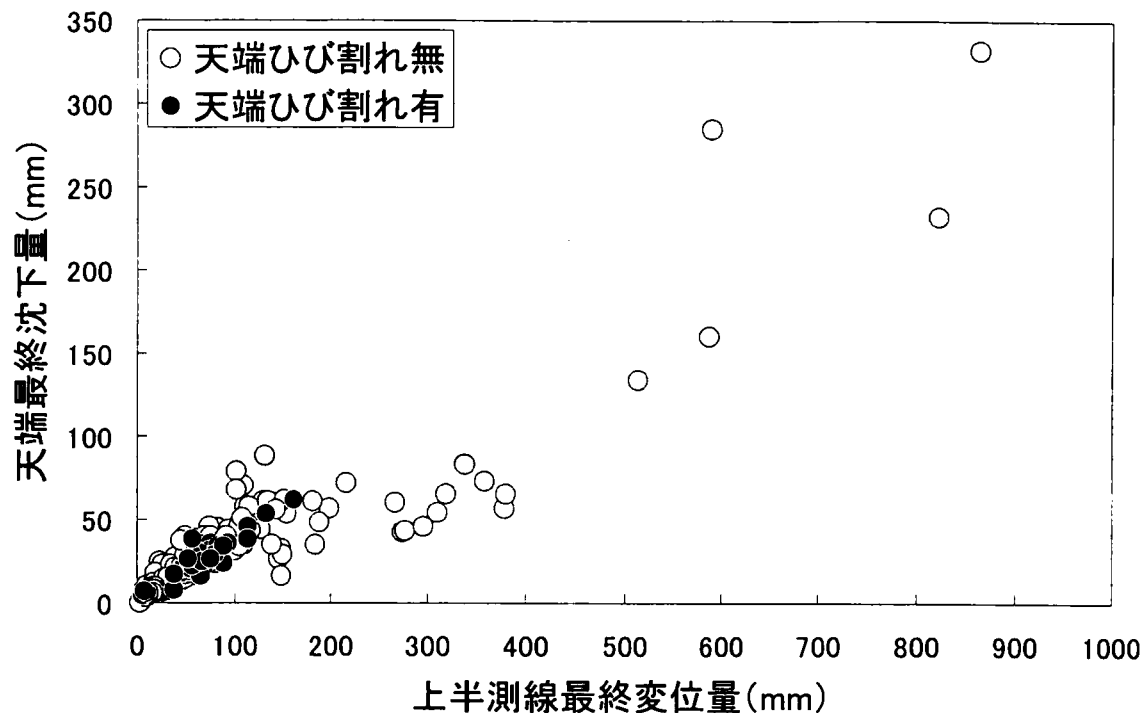


図 3.8 天端最終沈下量、上半測線最終変位量と天端ひび割れ発生の関係

最終のひび割れ調査は平成 13 年 6 月に目視により行っており、覆工打設時期が平成 3 年～10 年であり、本分析におけるひび割れ発生有無のデータは打設後 3～10 年経過した覆工を対象としている。

ひび割れの有無は覆工打設スパン 10.5m ごとのデータであり、全対象スパン数は 162 スパンである。また通常箇所と同等に扱えないと考えられるスパンについては、分析対象外としている。対象外としたのは、貫通点近傍・器材坑近傍・作業坑交差部近傍・施工の時期の異なる境界付近・覆工厚が 60cm を超えるスパン・一次支保、覆工厚の急激な変更箇所・断面拡幅箇所である。

図 3.9 に覆工構造別の対象スパンとひび割れ発生スパンについてひび割れ発生状況別に示す。無筋コンクリートにおいては、目視可能なひび割れの発生しているスパンは、全体の約半数であり、幅 0.2mm 以上のひび割れではさらに半数以下となる。一方、鉄筋コンクリート覆工では、覆工の打設を変位が収束しない早期に行わざるを得なかった一部の区間では、大

きな荷重を受け持つこととなったと考えられ、ひび割れの発生率が高いが、幅 1.0mm 以上のひび割れにまでに達しているスパンは 31 スパン中 1 スパンである。また、SFRC 覆工では、37 スパン中、ひび割れが目視可能なスパンが 11 スパン、幅 0.2mm 以上では 2 スパンとひび割れに対する抑止効果が明確である。これ以降はこのうち無筋コンクリート構造を中心に分析を行う。

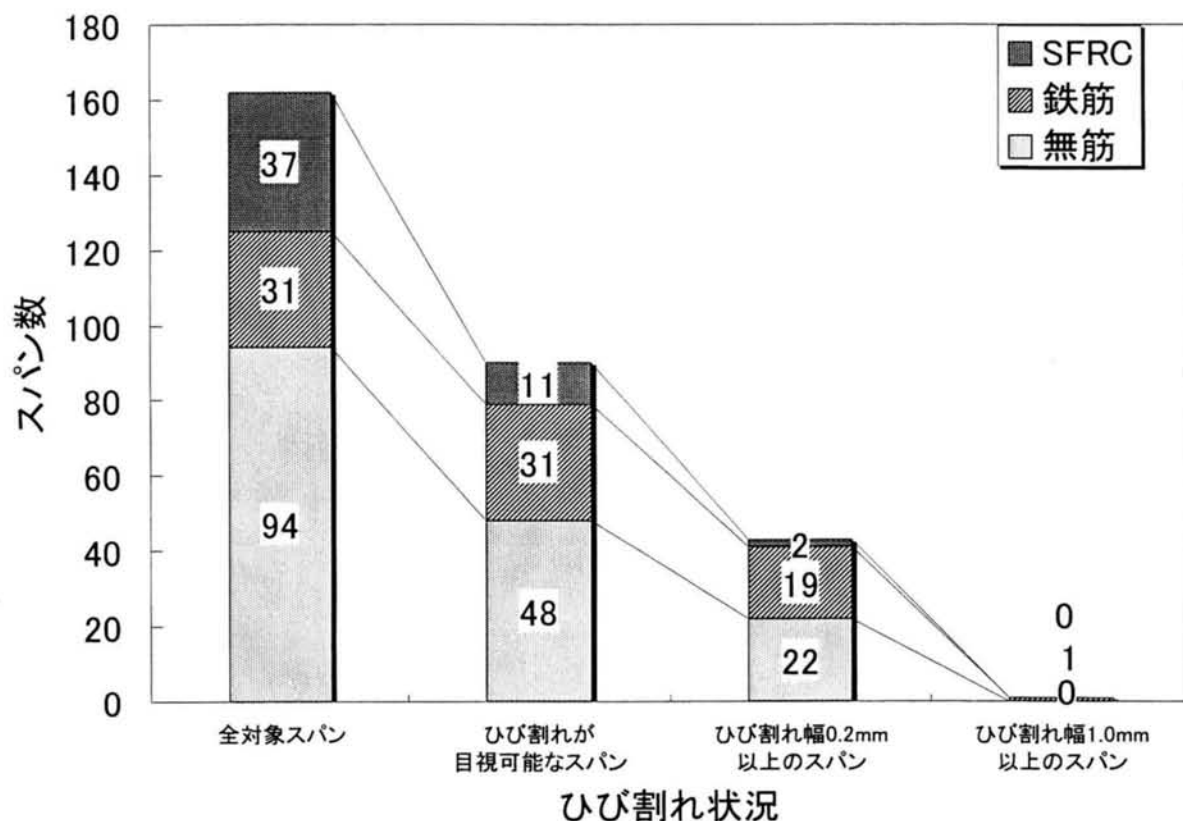


図 3.9 覆工構造別、ひび割れ発生状況別のひび割れ発生スパン

無筋コンクリート覆工の各種変位データの散布図にひび割れの発生の有無を示したものを図 3.10～図 3.12 に示す。図 3.10 は上半測線、図 3.11 は下半測線における変位データの散布図である。また、図 3.12 は上半測線と下半測線の間係を表している。変位量、変位速度が大きくなるにしたがってひび割れの発生が多くなっている状況がわかる。これらの状況を踏まえ、詳細な分析を行う。

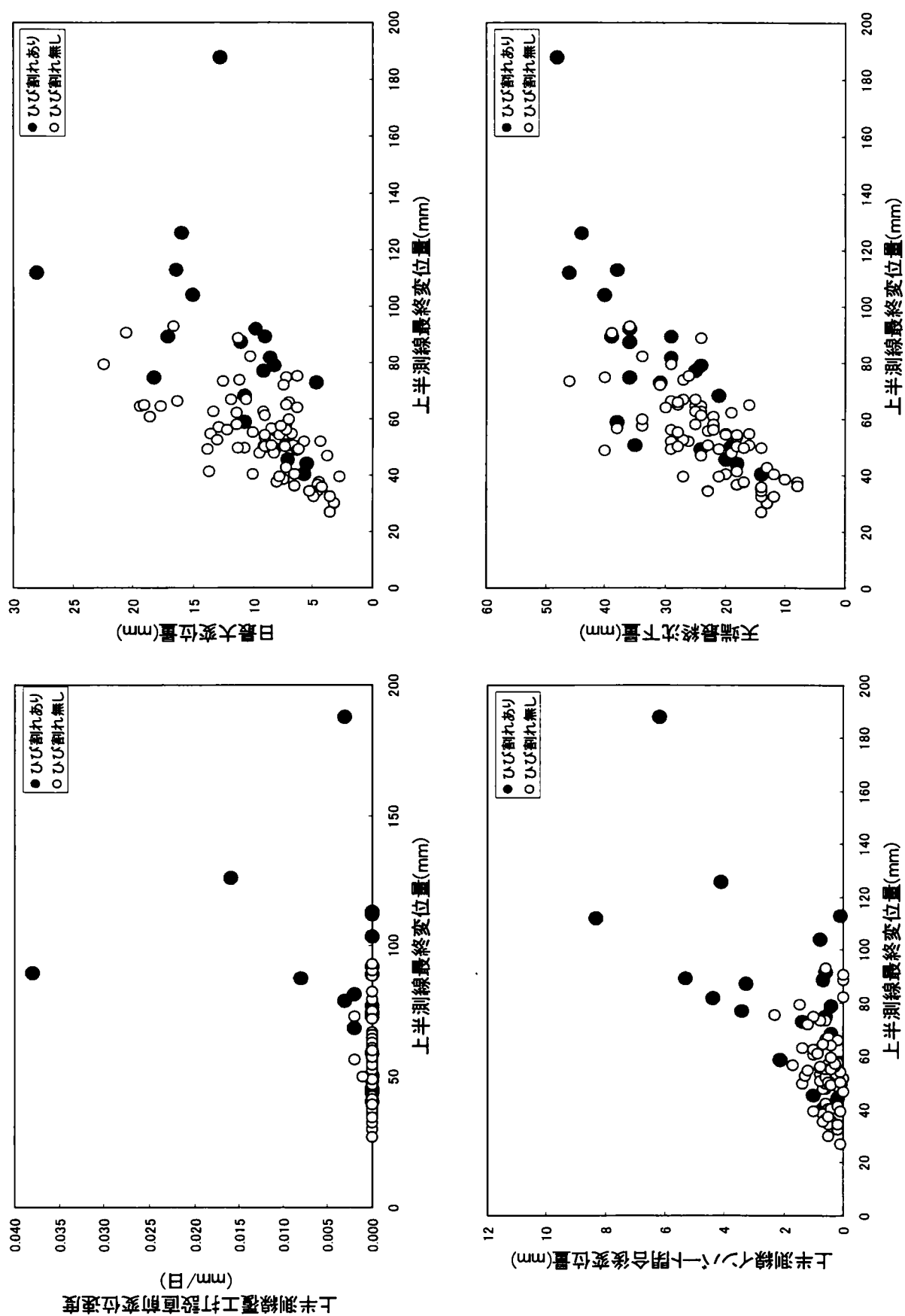


図 3.10 上半測線における変位状況とひび割れ発生の関係

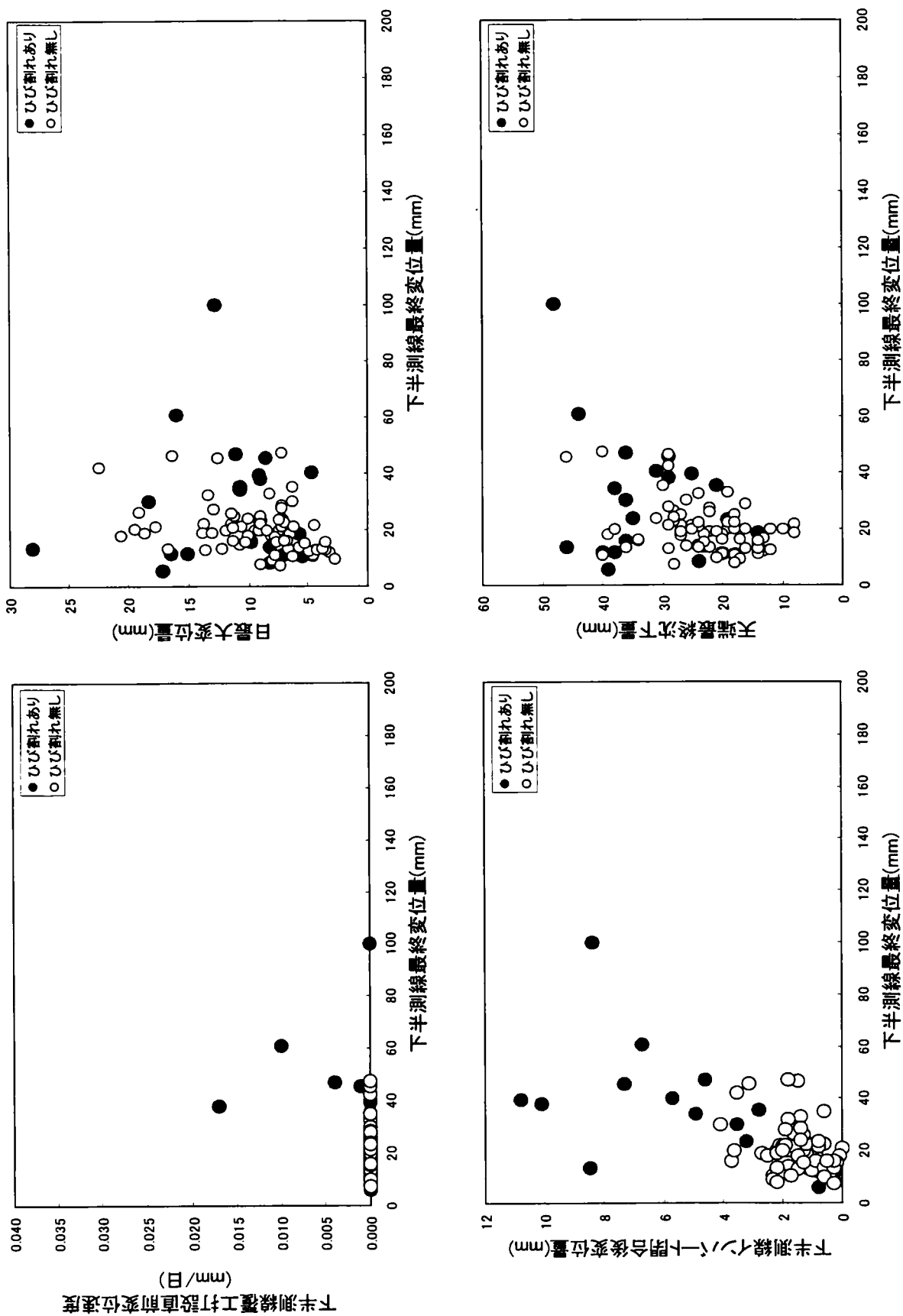


図 3.11 下半測線における変位状況とひび割れ発生の関係

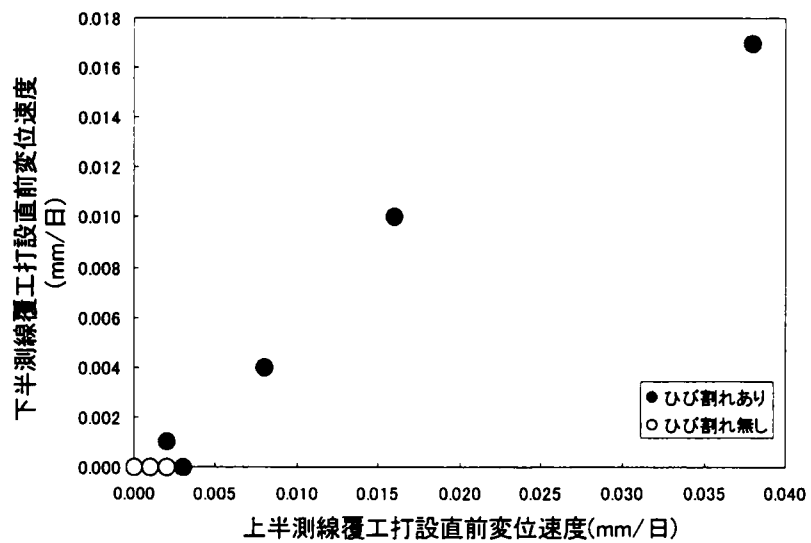
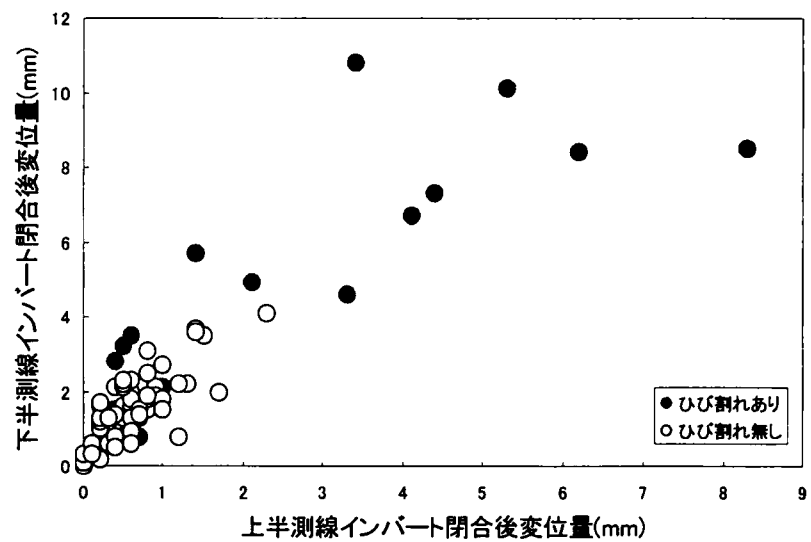
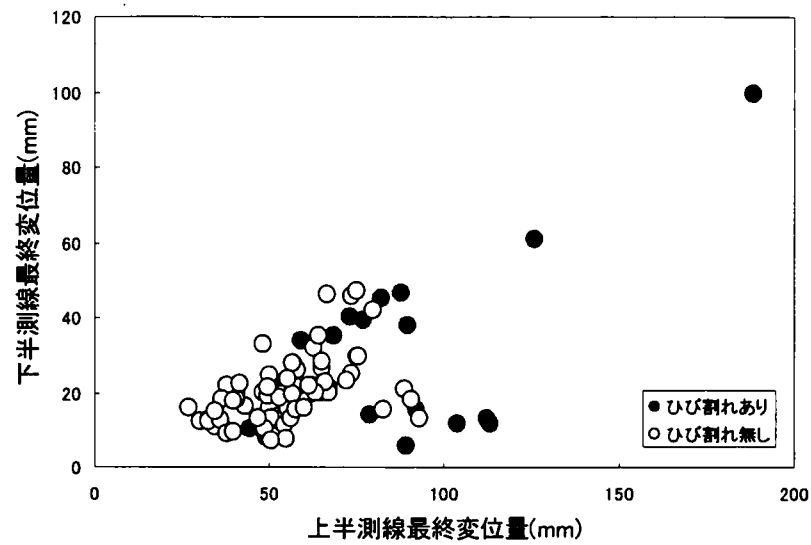


図 3.12 上半測線と下半測線の変位状況の関係とひび割れ発生状況

3.2.5 ひび割れの発生と変位状況（短期残留荷重）

覆工打設時に変位が収束していない場合、覆工への荷重の負荷が明確であり、その荷重の作用によりひび割れが発生している可能性がある。対象トンネルでは、覆工打設の直前まで変位を継続して測定したことにより、精度良く覆工打設前の変位速度が測定できた。無筋コンクリート覆工におけるこの変位速度とひび割れ発生率の関係を図 3.13 に示す。上下半測線の覆工打設直前変位速度が 0.001mm/日（覆工打設前 3 ヶ月間の変位量が 0.1mm）以上の場合、ひび割れの発生率が上半測線で 100%、下半測線で 70%と大きい。このことから変位が収束していない状況で覆工を打設すると、短期残留荷重が作用し、ひび割れの発生の危険性が高まることが認められた。一方、変位速度が 0.001mm/日未満とほぼ収束しているにもかかわらず、ひび割れが生じているスパンが上下半とも 20%程度（18、15 スパン）と比較的多いことが確認された。

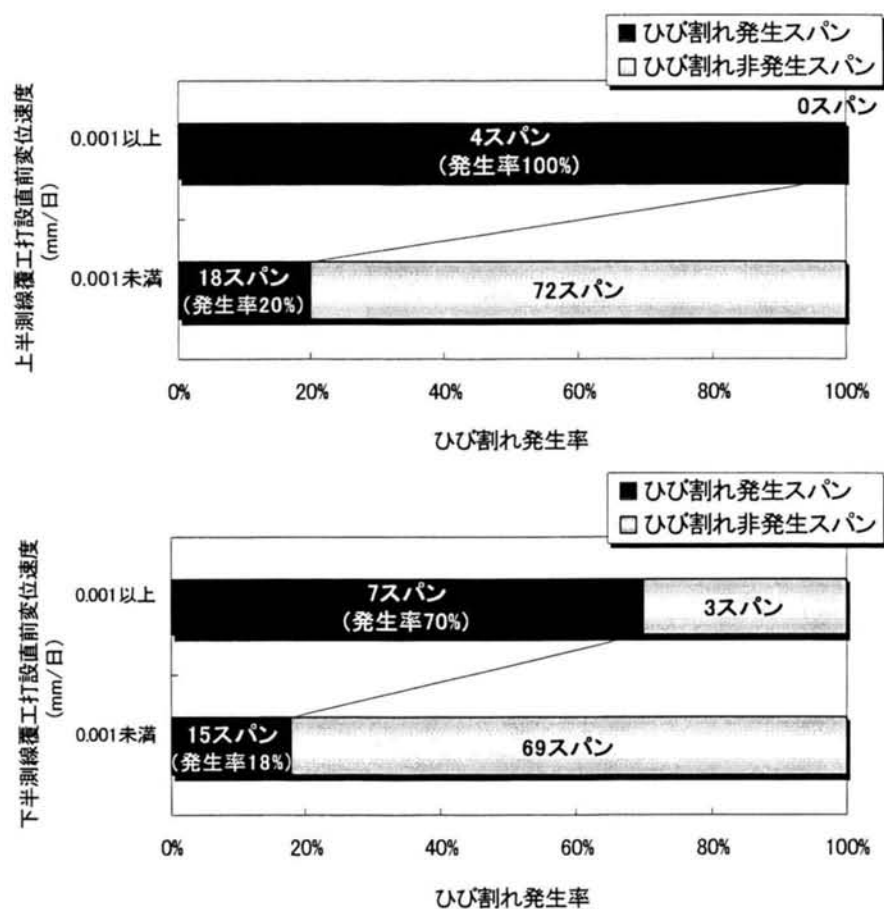


図 3.13 覆工打設直前変位速度とひび割れ発生率の関係（無筋コンクリート覆工）

3.2.6 ひび割れの発生と変位状況（長期残留荷重）

前項では、覆工打設直前変位速度が0.001mm/日未満の場合でもひび割れが比較的多く発生している現象が分かった。変位がほぼ収束しながらひび割れが生じている理由として、長時間経過後の土圧（長期残留荷重）に着目した。すなわち、掘削中のトンネル断面の変形が周辺の地山の塑性化領域を拡大した結果、これに起因する土圧が長時間経過後に覆工に作用するという考え方である。この長期残留荷重を表現するものとして、最終変位量、インバート閉合後の変位量を想定した。無筋コンクリート覆工において、上半測線の最終変位量とひび割れ発生率の関係を図 3.14に示す。ここでは上半測線の最終変位量とひび割れ発生率に明確な関係を見ることができた。変位量 30mm 付近でひび割れが発生しはじめ、90mm 程度で半数に、110mm 以上では 100%ひび割れが発生する状況が把握できた。またインバート閉合後の変位量とひび割れ発生率の関係（図 3.15）では下半測線において変位量が 4mm を超えると、ほとんどのスパンでひび割れが発生している。また上半測線については 2mm を境界として同様の傾向が認められた。

もし、これらのひび割れの発生が乾燥収縮等の環境的な要因によるものであれば、変位の状況とは無関係に発生するはずである。しかし、本項の分析結果では、変位状況とひび割れ発生状況との間に明確な関係が見られたため、外力の作用（長期残留荷重の作用）がひび割れを生じさせたものと考えられる。

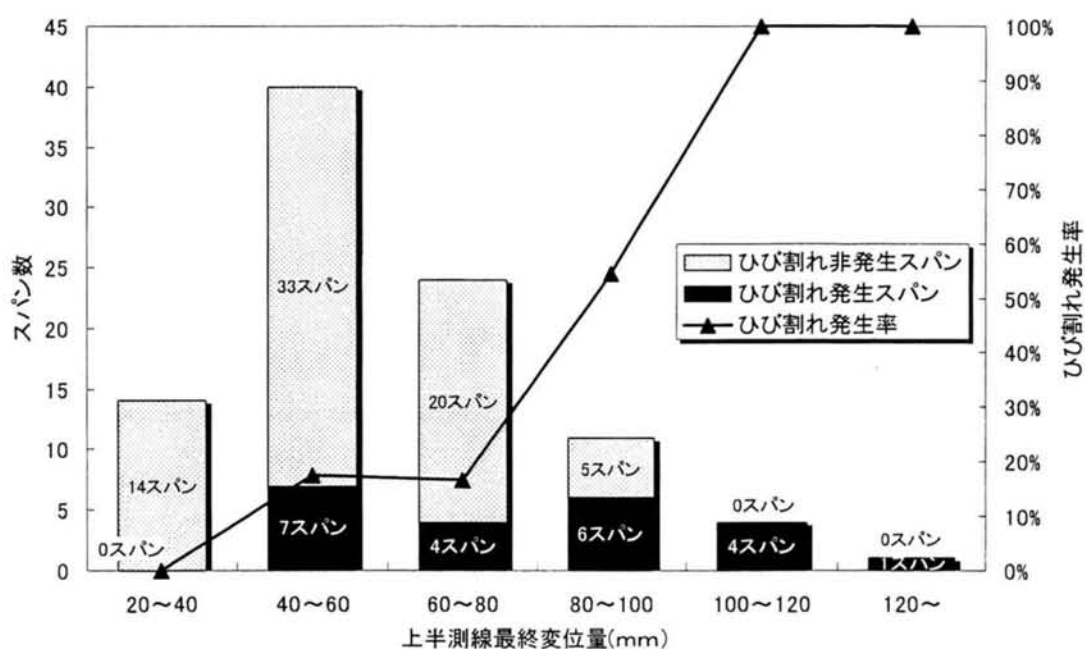


図 3.14 上半測線最終変位量とひび割れ発生率（無筋コンクリート覆工）

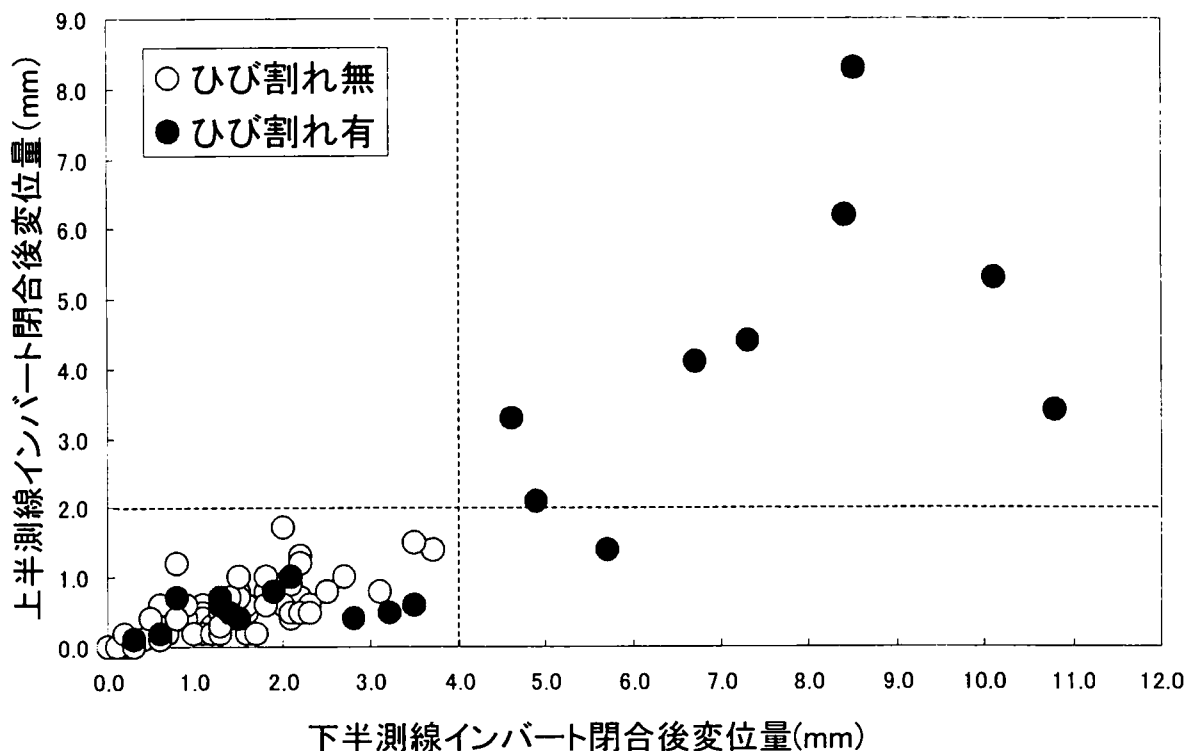


図 3.15 インバート閉合後変位量とひび割れ発生の関係（無筋コンクリート覆工）

3.2.7 鉄筋、鋼繊維による補強効果

対象トンネルでは、変位量や覆工打設前の変位速度の状況に応じて鉄筋コンクリートや SFRC 構造とすることにより補強して覆工を施工した。この補強により、最終変位量や残留変位速度が大きい状態でひび割れをどの程度抑止できているかについて分析を行った。鉄筋コンクリート覆工における変位状況とひび割れ発生を図 3.16 に示す。この区間では、残留変位速度が 0.1mm/日 オーダーと非常に大きい状態で覆工打設を行っている区間が多いため、ひび割れの発生が抑止できていないことが分かる。図 3.17 は SFRC について同様の分析を行うと同時に SFRC 施工区間の変位速度のオーダーに合わせた鉄筋コンクリート覆工の状況を調べたものである。この結果、SFRC では覆工打設直前変位速度が 0.02mm/日、上半測線最終変位量が 800mm を超える状態でもひび割れが発生しておらず、全体で 37 スパン中、2 スパンしか発生していない。これは無筋コンクリート覆工では覆工打設直前変位速度が 0.001mm/日、上半測線最終変位量が 80mm を境にひび割れの発生傾向が大きくなるのと比較しても大きな差が見られ、ひび割れの抑止効果が現れている。すなわち、発生応力度がコンクリートの引張強度を超えてひび割れが生じて、その後のひび割れ開口幅の進展が鋼繊維の架橋効果に

架橋効果により食い止められているものと考えられる。一方、鉄筋コンクリート覆工においては、ひび割れを抑止できていた SFRC 打設区間と同等の変位速度に対してひび割れを抑止する効果は認められない。

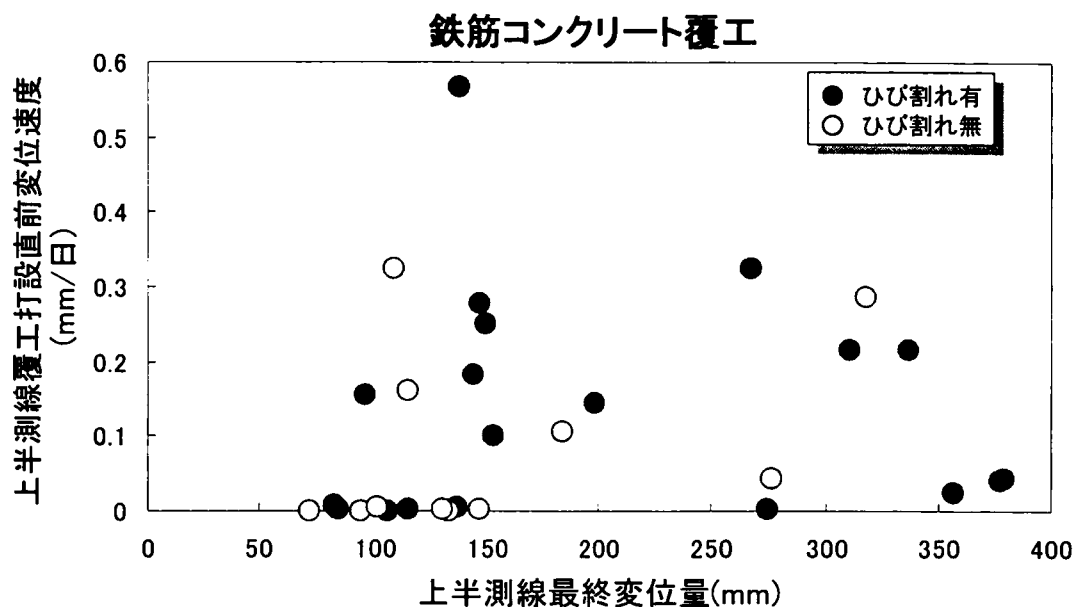


図 3.16 鉄筋コンクリート覆工における変位状況とひび割れ発生状況の関係

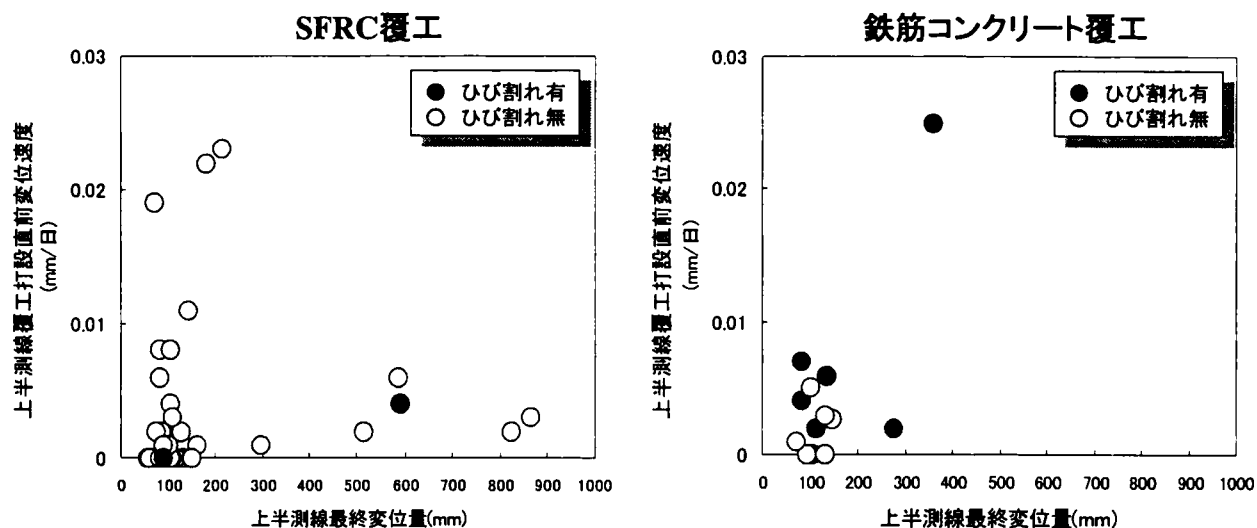


図 3.17 SFRC、鉄筋コンクリート覆工における変位状況とひび割れ発生状況の関係

3.2.8 多変量解析によるひび割れ発生判定

これまでの検討から、ひび割れの発生は未収束変位による短期残留荷重と掘削による周辺地山の塑性化領域の拡大に伴う長期残留荷重の両方に関係があることが把握できた。ここではそれらの変位速度や変位量を説明変数とし、ひび割れの発生有無を目的変数として多変量解析の一つである判別分析を無筋コンクリート覆工を対象に行った。なお、判別分析についての手法の説明は第4章にて詳述する。説明変数としては、地山強度比、インバート閉合後上半変位量、上半測線最終変位量、覆工打設直前の上半測線変位速度、上半測線日最大変位量、インバート閉合後下半変位量、下半測線最終変位量、覆工打設直前の下半測線変位速度、天端最終沈下量を用い、これらの変数を組み合わせて分析を行った。使用したデータ数は92データである。分析結果を表3.3、図3.18に示す。最終的な判別式は、上半測線の最終変位量、下半測線のインバート閉合後変位量と覆工打設直前の上半測線変位速度の3つの説明変数で表される結果となり、判別の中率は89.1%と良好な結果を示した。また、その絶対値が大きいほど判別に寄与していることを示す「標準化した正準判別関数係数」より3つの説明変数のうちインバート閉合後変位量が最もひび割れ発生の判別に寄与していることが分かった。なお、「標準化」の方法については次章において詳述する。

表 3.3 判別分析結果（判別関数係数）

	上半測線 最終変位量	下半測線 インバート閉合後 変位量	上半測線 覆工打設直前 変位速度	定数項	判別の中率 (%)
標準化した 正準判別関数係数	1.0346	1.3765	0.0920	—	89.1
標準化していない 正準判別関数係数	0.0436	0.6649	21.0795	-4.7922	

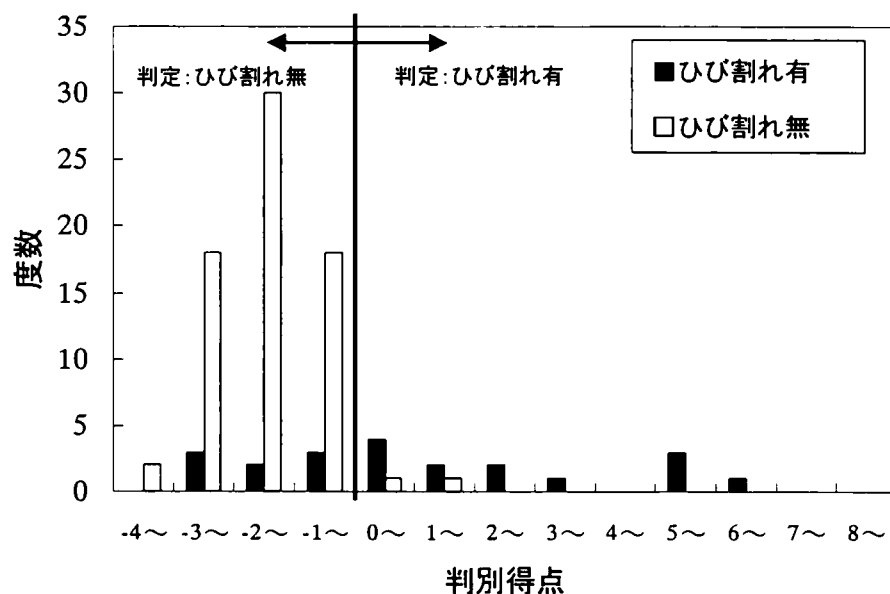


図 3.18 判別分析結果（判別得点の分布）

このときの判別式は次のように与えられる。

$$Z = 0.0436 \times A + 0.6649 \times B + 21.0795 \times C - 4.7922 \dots \dots \dots (3.1)$$

ここに、 Z ：判別得点、 A ：上半測線の最終変位量(mm)、 B ：下半測線のインバート閉合後変位量(mm)、 C ：覆工打設直前の上半測線変位速度(mm/日)である。 Z が正值のときは「ひび割れ発生」、負値のときは「ひび割れ発生なし」と予測することができる。

この式はひび割れの発生が短期残留荷重と長期残留荷重の複合的な作用によって生じていることを表す判別式となっており、膨張性地山のトンネルにおいて、側壁部にトンネル縦断方向に発生する外力作用によるひび割れの発生を予測するうえで有効な判別式であると考えられる。逆に、この式により算定された値が正值にならないよう、変位量を抑制したり、覆工打設時期の検討を行うことが可能となる。また、無筋コンクリートで施工するとひび割れが発生すると判定された場合には前項においてひび割れに対して非常に有効であることが確認された SFRC を用いるなどの対策が考えられる。例えば、覆工打設時に変位がほぼ収束している場合、 $C=0$ であり、インバート閉合後の下半測線の変位量 B を今回データの平均値 2mm とすると、上半測線の最終変位量 A の標準的な基準値は 80mm となる。このことから変位がほぼ収束していても最終変位量が 80mm を超える場合はひび割れが発生する可能性が大きいこととなる。

3.2.9 鋼繊維補強区間におけるひび割れ抑止効果の検証

ここで SFRC 区間に対し、前項の無筋コンクリート覆工のひび割れ判別式(3.1)に 3 種類の説明変数を代入して判別得点を求めたものを図 3.19 に示す。判別式によるひび割れ発生の判定ではほとんどのスパンでひび割れが発生すると予測されたにもかかわらず実際の覆工には 2 スパンしか発生していないことから、無筋コンクリートで施工されていれば発生するはずであるひび割れが SFRC を打設することで抑制できていることが確認できた。また同時にこの判別式の有効性についても検証することができた。

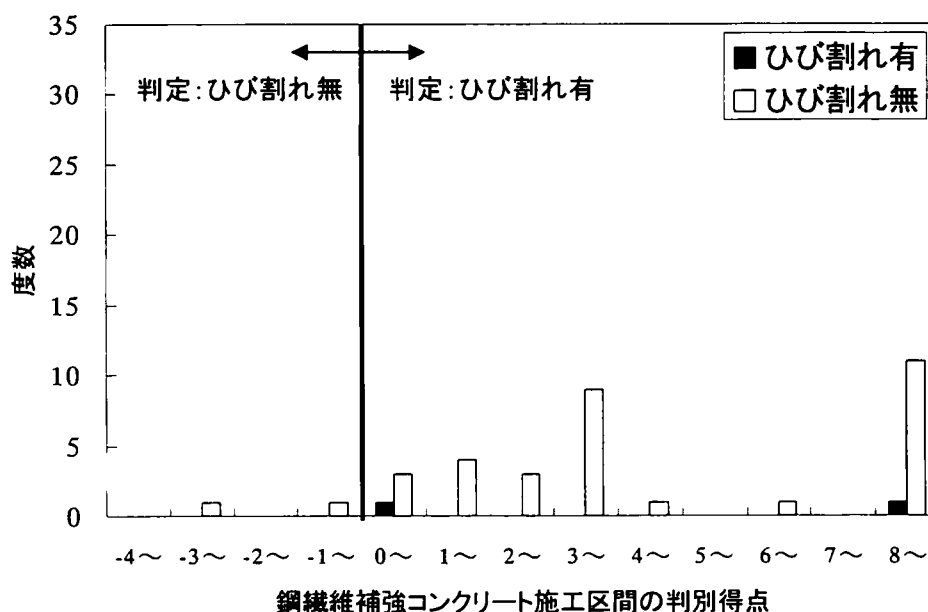


図 3.19 判別式の SFRC 区間への適用結果（判別得点の分布）

3.3 まとめ

本章では膨張性地山における覆工のひび割れ発生の特性について検討を行うとともに、多変量解析によりひび割れ発生に関する判別式を求めた。その結果、以下の知見が得られた。

- 1) 覆工のひび割れは覆工内の応力状態に大きく影響を受けて発生しており、その応力状態は覆工打設直前変位速度が表す未収束変位に伴う短期残留荷重、最終変位量やインバート閉合後変位量が表現する長期残留荷重により引き起こされていることが推定できた。
- 2) 多変量解析により求めたひび割れの発生を最も適切に判定する判別式は、上半測線の最終変位量、下半測線のインバート閉合後変位量および覆工打設直前の上半測線変位速度で表され、本章で仮定した短期残留荷重、長期残留荷重の複合的作用を言い換えるものとして

有効と考えられる。

- 3) 判別式を用いることにより、変位の状況からひび割れ発生を予測し、覆工材料や覆工打設時期などを検討することが容易に行えると考えられる。
- 4) 鋼繊維による補強区間のひび割れ特性分析および判別式の SFRC 施工区間への適用結果から、SFRC 覆工のひび割れ発生に対する抑止効果を確認し、同時に判別式の有効性を検証した。

以上の知見は、覆工の合理的な設計法として一つの可能性を示したと考えられる。本章での検討では、外力によるひび割れが発生するかどうかという質的な判定基準にもとづき分析を行っているが、逆にひび割れの発生を量的に捉えることが次のステップと考える。また、覆工仕様の選定実績を分析し、その結果を反映することで、より現実的な設計が可能となると考えられる。次章において、これらの内容について検討を深めていく。

第4章 覆工の仕様に関する多変量解析⁷⁰⁾

4.1 多変量解析の概要⁷¹⁾

多変量解析は、一般的に取り扱おうとしている対象（現象）の要因が混沌としてよくわからない場合や多数の要因が錯綜しているような場合において、要因間の相互の関連性を把握し、その考察対象に対し判断を加える際に用いられるデータ解析法である。

また、多変量解析による現象の解明には数量データ（量的）またはカテゴリーデータ（質的）が用いられるが、データは現象・特性を表す姿であり、それら特性が互いに影響しあった結果を示すものである。したがって、多変量解析は表 4.1 に示すようにいくつかの手法に分類されており、解析目的や使用データの種類によって使い分けされている。なお、目的変数とは、解析対象の多変量のうち、予測や判別の対象となる 1 変数をいい、説明変数とは、それ以外の予測や判別に寄与する変数をいう。本論文では、後述するようにひび割れ発生量の予測では重回帰分析、覆工仕様の判定では判別分析を利用する。

表 4.1 多変量解析の種類（道路トンネル観察・計測指針⁷¹⁾ に一部加筆）

解析目的	使用データの種類		解析手法
	説明変数	目的変数	
<ul style="list-style-type: none"> ・ 予測式(関係式)の発見 ・ 量の推定 	数量データ	数量データ	重回帰分析 正準相関分析
	カテゴリーデータ	数量データ	数量化理論Ⅰ類
<ul style="list-style-type: none"> ・ 標本の分類 ・ 質の推定 	数量データ	カテゴリーデータ	判別分析
	カテゴリーデータ	カテゴリーデータ	数量化理論Ⅱ類
	(注)		クラスター分析
<ul style="list-style-type: none"> ・ 多変量の統合整理 ・ 変数の分類 ・ 代表変数の発見(選定) 	数量データ		主成分分析 因子分析 数量化理論Ⅳ類
	カテゴリーデータ		数量化理論Ⅲ類

(注)クラスター分析は、主成分分析、因子分析、数量化Ⅲ類より求められるサンプルの得点を用い、サンプルのグルーピングを行う手法

4.2 分析対象データ

本章の分析に使用したデータは、東北新幹線岩手一戸トンネルのうち、延長 4km にわたる

膨張性地山区間（新第三紀凝灰岩）において得られた①トンネルの土被り、②地山強度比、③採用された一次支保の耐力、④掘削の各段階における変位量と変位速度、⑤ひび割れデータ、⑥覆工仕様 の計6項目である。以下に、各データの内容を説明する。

① 土被り（数量データ、m）

地質縦断図より得られたものを使用した。本章では、予測や判別のための材料となる説明変数として利用した。

② 地山強度比（数量データ）⁷²⁾

地山強度比は式（4.1）で表される。

$$G_N = \frac{\sigma_c}{\gamma H} \dots\dots\dots (4.1)$$

ここで、 G_N = 地山強度比、 σ_c = 一軸圧縮強度、 γ = 単位体積重量、 H = 土被り

一軸圧縮強度は掘削前の調査ボーリングで採取されたコアの岩石試験で得られたものを利用した。本章では、予測や判別のための材料となる説明変数として利用した。

③ 一次支保耐力（数量データ、N/mm²）

一次支保耐力とは、各仕様（鋼製支保工、吹付けコンクリート、ロックボルト、建込間隔）の支保内圧を Hoek & Brown の方法⁷³⁾ で計算したものの総計である。表 4.2 に一次支保の仕様と支保耐力を示す。本章では、予測や判別のための材料となる説明変数として利用した。

④ 変位・変位速度（数量データ、mm、mm/月）

変位・変位速度とは、インバート閉合時上半測線変位量、インバート閉合後上半測線変位量、上半測線最終変位量、上半測線覆工打設前の3ヶ月間変位量、上半測線インバート閉合～覆工打設までの変位速度、上半測線覆工打設前の3ヶ月間変位速度、上半測線日最大変位量、インバート閉合時下半測線変位量、インバート閉合後下半測線変位量、下半測線最終変位量、下半測線覆工打設前の3ヶ月間変位量、下半測線インバート閉合～覆工打設までの変位速度、下半測線覆工打設前の3ヶ月間変位速度、天端最終沈下量の計14項目のデータである。なお、最終変位量とは計測開始から覆工打設までの変位量である。

統計分析をするにあたり、各変数の独立性（多重共線性）を診断するために主成分分析を実施した。これは、重回帰分析あるいは判別分析の際に説明変数の多重共線性を無視して分析すると解析結果の信頼性が著しく低下するからである。主成分分析をすることにより、データの特徴や傾向を様々な視点（ここでは成分という）から分析し、互いに相関性のある変

表 4.2 一次支保の仕様と支保耐力

一次支保パターン			P-1	P-2	P-3	P-4	P-5	P-6	P-7	P-8	P-9	P-10	P-11	P-12	P-13
吹付けコンクリート	厚さ(cm)	上半	20	20	25	25	25	30	25	25	25	20	20	30	20
		下半	20	20	25	25	25	30	25	25	25	20	20	30	20
ロックボルト	材料		ブレーン	ブレーン	ブレーン	ブレーン	ブレーン	ブレーン	ブレーン+シリカ	ブレーン	ブレーン+シリカ	ブレーン+シリカ	ブレーン+シリカ	ブレーン	ブレーン
	長さ(m)		3.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0
	耐力(t)		12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0
	断面間隔(m)		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.75	0.75	0.75	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	断面本数(本)		12	20	20	20	26	26	26	26	26	26	26	26	20
鋼製支保工	種類		125H	150H	200H	150Hリブ付	200Hリブ付	200Hリブ付	200Hリブ付	200Hリブ付	200Hリブ付	200Hリブ付	175Hリブ付	175Hリブ付	175H
	建込間隔(m)		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.75	0.75	0.75	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	設置位置		全断面	全断面	全断面	全断面	全断面	全断面	全断面	全断面	全断面	全断面	全断面	全断面	全断面
支保耐力(N/mm ²)	吹付けコンクリート*		0.74	0.74	0.90	0.90	0.90	0.90	1.36	0.90	1.38	1.11	1.11	1.07	0.74
	ロックボルト		0.06	0.10	0.10	0.10	0.13	0.17	0.17	0.17	0.13	0.13	0.13	0.13	0.10
	鋼製支保工		0.16	0.20	0.29	0.20	0.31	0.43	0.43	0.43	0.31	0.31	0.25	0.25	0.24
	合計		0.95	1.03	1.29	1.20	1.34	1.67	1.96	1.50	1.82	1.55	1.49	1.45	1.07

※ 吹付けコンクリートの支保耐力は、ブレーンを19.6 N/mm²、ブレーン+シリカを29.4 N/mm²で算出

数を分類することができるため、重回帰分析あるいは判別分析結果に支障を及ぼす恐れのある変数の組合せをあらかじめ排除することができる。

主成分分析の結果、14項目のデータは図4.1、表4.3のように4グループに分類することができた。グループAは掘削からインバート打設あるいは覆工打設までの比較的大きな変位置、グループBはインバート打設後から覆工打設までの変位置および変位速度、グループCは覆工打設前の3ヶ月間における変位置および変位速度、グループDは上半測線の日最大変位置である。

本章では、予測するための材料となる説明変数として利用したので、各グループにつき1変数を選択し、160パターンの説明変数の組合せモデルを作成した。

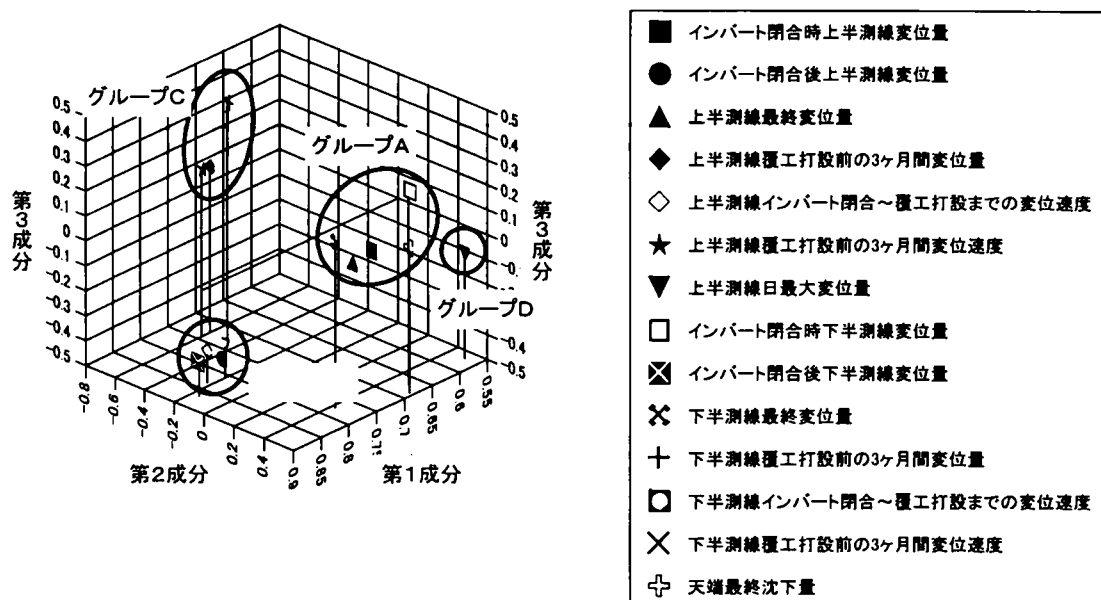


図 4.1 変位・変位速度の主成分分析結果

表 4.3 変位・変位速度の分類結果

グループA	グループB	グループC	グループD
<ul style="list-style-type: none"> ・ インバート閉合時上半測線変位置 ・ 上半測線最終変位置 ・ インバート閉合時下半測線変位置 ・ 下半測線最終変位置 ・ 天端最終沈下量 	<ul style="list-style-type: none"> ・ インバート閉合後上半測線変位置 ・ 上半測線インバート閉合～覆工打設までの変位速度 ・ インバート閉合後下半測線変位置 ・ 下半測線インバート閉合～覆工打設までの変位速度 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 上半測線覆工打設前の3ヶ月間変位置 ・ 上半測線覆工打設前の3ヶ月間変位速度 ・ 下半測線覆工打設前の3ヶ月間変位置 ・ 下半測線覆工打設前の3ヶ月間変位速度 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 上半測線日最大変位置

⑤ ひび割れデータ（数量データ）

覆工打設から 3～5 年後に実施した覆工の打音検査の際に、目視で確認できたすべてのひび割れを対象とした。ひび割れは、各スパンにおいてひび割れ総延長、ひび割れ率、ひび割れ密度を設定して評価した。ひび割れ総延長とは 1 スパン内の全ひび割れの全長（mm）、ひび割れ率とは 1 スパン表面積に占めるひび割れ面積の割合（%）、ひび割れ密度とは左右 S.L.、左右肩部（S.L.からの仰角 45 度）および天端を測線とし、それと交差した 1 スパン内のひび割れ頻度（本/m）の平均である。図 4.2 にひび割れデータの一例を示す。本章では予測の対象となる目的変数として利用した。

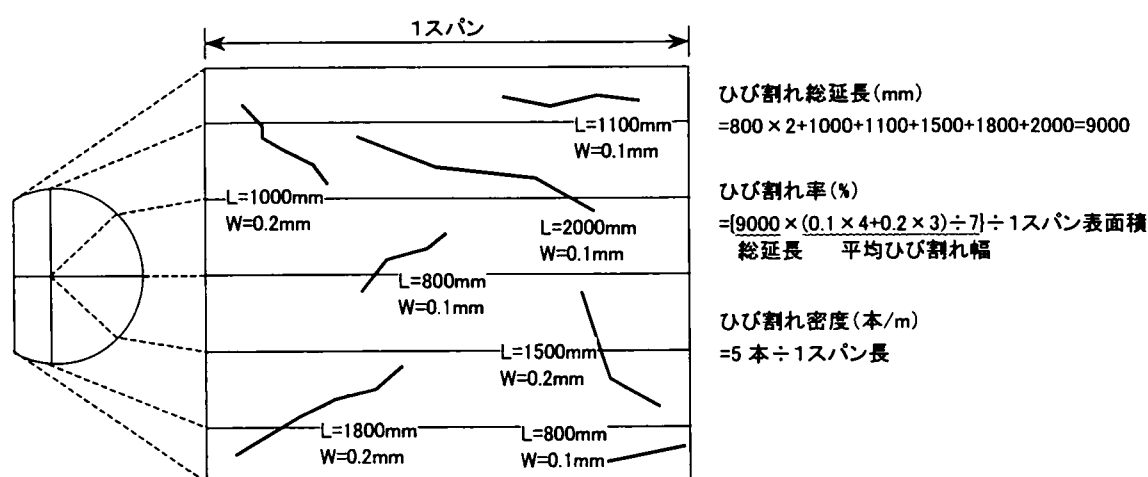


図 4.2 ひび割れデータ例

⑥ 覆工仕様（カテゴリーデータ）

本トンネルでの覆工構造は、覆工厚 30cm の無筋コンクリート構造が基本であるが、変位が大きい区間では鉄筋コンクリート構造あるいは SFRC 構造を採用している。本章では、SFRC 打設区間（以下 SFRC 区間）と無筋コンクリート打設区間（以下無筋区間）をカテゴリー化したデータを目的変数として利用し、予測の対象とした。なお、鉄筋コンクリート打設区間は、特殊区間として除外した。

4.3 ひび割れ発生量の重回帰分析

4.3.1 ひび割れ発生量の重回帰分析方法

ひび割れデータを予測するための各種データ間の多変量解析経路図（以下パス図）を

図 4.3 に示す。これより、説明変数および目的変数ともに数量データであることから、表 4.1 より重回帰分析を適用した。重回帰分析とは、複数の変数から構成されるデータ群において、特定の変数（目的変数）を残りの変数（説明変数）の一次式（回帰方程式）で予測する分析法である。

経路 A では掘削前に得られる①②と③一次支保耐力を説明変数、⑤を目的変数として重回帰分析することで、各変数の相関関係を評価した。経路 B では①②③に加えて、掘削後に得られる④変位・変位速度を説明変数とし、⑤を目的変数として重回帰分析することで、各変数の相関関係を評価した。なお、解析に使用したデータは無筋区間で得られたものである。

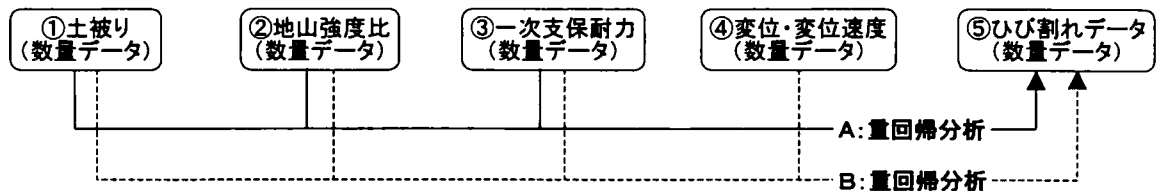


図 4.3 ひび割れデータを予測するための各種データ間のパス図

4.3.2 ひび割れ発生量の重回帰分析結果

(1) 経路 A：①土被り、②地山強度比、③一次支保耐力 による⑤ひび割れデータの予測結果

掘削前に得られる①②および③一次支保耐力とひび割れ総延長、ひび割れ率およびひび割れ密度のそれぞれを重回帰分析した結果を表 4.4 に示す。使用したデータ数は無筋区間の 169 データであった。これより、すべての相関係数は 0.2 程度と非常に低く、土被り、地山強度比および一次支保耐力とひび割れデータとの相関関係はないに等しいことがわかった。

(2) 経路 B：①土被り、②地山強度比、③一次支保耐力、④変位・変位速度 による⑤ひび割れデータの予測結果

①②③に④を加えて説明変数群とし、ひび割れ総延長、ひび割れ率およびひび割れ密度それぞれを目的変数として重回帰分析した。④は表 4.3 に示した 4 つのグループから 1 変数ずつ抽出し、合計 160 パターンの組合せについて分析した。使用したデータ

数は無筋区間の 156 データであった。

表 4.4 経路 A の重回帰分析結果

		土被り	地山強度比	一次支保耐力	定数	相関係数
ひび割れ 総延長(mm)	非標準化係数	-0.043	-0.043	0.639	9.267	0.225
	偏相関係数	-0.107	-0.171	0.093	-	
ひび割れ率 (%)	非標準化係数	-0.001	-0.005	0.017	0.035	0.231
	偏相関係数	-0.084	-0.143	0.135	-	
ひび割れ密度 (本/m)	非標準化係数	-0.001	-0.007	0.004	0.348	0.218
	偏相関係数	-0.166	-0.176	0.029	-	

ひび割れ総延長、ひび割れ率、ひび割れ密度を目的変数としたそれぞれの重回帰分析結果の抜粋を表 4.5 に示す。これより、ひび割れ総延長を目的変数とした重回帰分析では、説明変数を②地山強度比と、④のうち、グループ A から「上半測線最終変位量」、グループ B から「上半測線インバート閉合～覆工打設までの変位速度」、グループ C から「上半測線覆工打設前の 3 ヶ月間変位量」、グループ D から「上半測線日最大変位量」と設定した場合に相関係数が最も高い 0.627 となった。

次に、ひび割れ率を目的変数とした重回帰分析では、説明変数を②地山強度比、③一次支保耐力と、④のうち、前述した変位・変位速度の組合せと設定した場合に相関係数が最も高い 0.545 となった。

最後に、ひび割れ密度を目的変数とした重回帰分析では、説明変数を①土被り、②地山強度比、③一次支保耐力と、④のうち、前述した変位・変位速度の組合せと設定した場合に相関係数が最も高い 0.708 となった。

したがって、地形・地質データである①②や③一次支保耐力に④変位・変位速度を加えた説明変数群は、覆工に発生したひび割れデータのうち、ひび割れ密度と最も相関が高く、精度の高いひび割れ密度の予測ができると考えられる。また、その絶対値が大きいほど予測に寄与していることを示す「偏相関係数」より、このとき最も予測に寄与したのは上半測線最終変位量であることがわかった。

表 4.5 経路 B の重回帰分析結果

		土被り	地強比	一支耐	上_終	上_覆_速	上_3_変	日最大	定数	相関係数
ひび割れ 総延長 (mm)	非標準化係数	-	0.605	-	0.39	-857.738	18.179	0.086	-10.831	0.627
	偏相関係数	-	0.3	-	0.48	-0.362	0.359	0.027	-	
ひび割れ率 (%)	非標準化係数	-	0.009	0.007	0.006	-14.495	0.327	0.004	-0.267	0.545
	偏相関係数	-	0.23	0.06	0.369	-0.306	0.323	0.056	-	
ひび割れ密度 (本/m)	非標準化係数	0	0.013	-0.014	0.009	-12.075	0.385	-0.008	-0.087	0.708
	偏相関係数	0.032	0.323	-0.126	0.557	-0.287	0.41	-0.132	-	

「地強比」⇒地山強度比、「一支耐」⇒一次支保耐力、「上_終」⇒上半測線最終変位量、「上_覆_速」⇒上半測線インバート閉合～覆工打設までの変位速度、「上_3_変」⇒上半測線覆工打設前の3ヶ月間変位量、「日最大」⇒上半測線日最大変位量

4.3.3 ひび割れ発生量予測式

経路 B において、最も高い相関を示したひび割れ密度は表 4.5 に示した非標準化係数を係数とした一次回帰方程式により予測することができる。

ひび割れ密度 (本/m)

$$=0.0002 \times \text{「土被り」} + 0.013 \times \text{「地山強度比」} - 0.014 \times \text{「一次支保耐力」} + 0.009 \times \text{「上半側線最終変位量」} - 12.075 \times \text{「上半測線インバート閉合～覆工打設までの変位速度」} + 0.385 \times \text{「上半測線覆工打設前の 3 ヶ月間変位量」} - 0.008 \times \text{「上半測線日最大変位量」} - 0.087 \dots\dots\dots (4.2)$$

式 (4.2) に各スパンのデータを代入すれば、そのスパンのひび割れ密度を予測することができる。式 (4.2) を利用して予測したひび割れ密度を実際のひび割れ密度と比較したものを図 4.4 に示す。これより、実際のひび割れ密度のばらつきが小さい区間についてはよく予測できているが、ばらつきの特に大きいスパン 270～330 については、実際のひび割れ密度分布の平均的な予測となっていることがわかった。

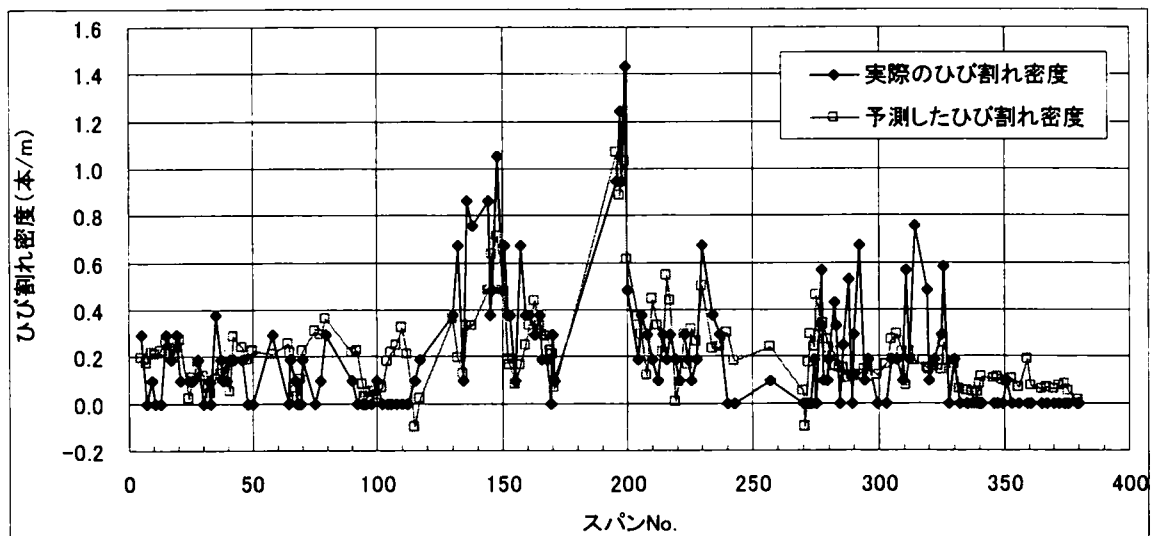


図 4.4 無筋区間における実際のひび割れ密度と予測したひび割れ密度の比較

4.3.4 SFRC 打設区間におけるひび割れ密度の検証

ここで、式 (4.2) に SFRC 区間 (データ数 35) で得られたデータを代入し、予測したひび割れ密度と実際のひび割れ密度を比較したものを図 4.5 に示す。これより、実際は予測よりも小さいひび割れ密度となっていることから、無筋コンクリートでは発

生するはずのひび割れが、SFRC を打設することで抑制できていることが確認できた。
また、結果として、このグラフより、無筋コンクリートのひび割れ密度の予測値が 0.3 本/m 以上の場合には、SFRC を打設していた傾向がみられた。

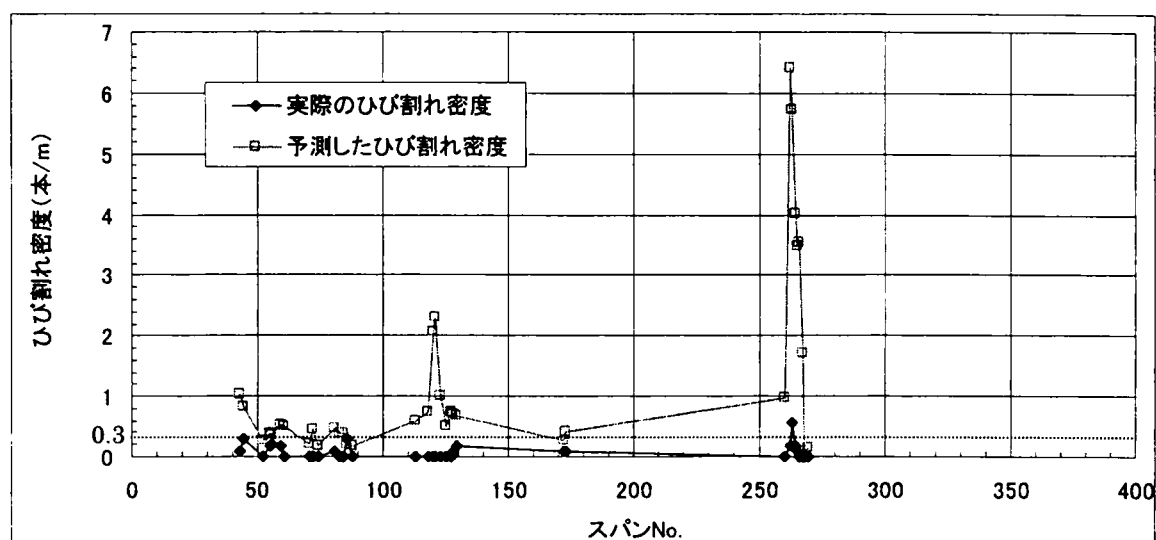


図 4.4 SFRC 区間における実際のひび割れ密度と式 (4.2) で予測したひび割れ密度の比較

4.1 覆工仕様の判別分析

4.1.1 データの選別と覆工仕様の判別分析方法

4.3.4 項で確認したように、無筋コンクリートにおいて 0.3 本/m 以上のひび割れ密度となることが予測された場合に SFRC を打設することで、ひび割れ発生を予測値以下に抑えていた実績を適切な施工と位置づけ、ひび割れ密度が 0.3 本/m 以上発生したスパンを除外した無筋区間および SFRC 区間のデータを利用して多変量解析することにより、適切な覆工仕様を判定できる判別式を求めることができると考え、検討を実施した。パス図を図 4.5 に示す。これより、説明変数が数量データ、目的変数がカテゴリーデータであることから、表 4.1 より判別分析を適用した。判別分析とは、複数の変数から構成されるデータにおいて、特定の変数（目的変数）を、残りの変数（説明変数）を利用して合理的に白黒判定する基準を探す分析法である。特定の変数は、残りの変数の一次式（判別式）により、白黒判定される。

経路 C では掘削前に得られる①②および③一次支保耐力を説明変数、⑥覆工仕様を目的変数として判別分析することで、変数間の相関関係を分析した。経路 D では①②

③に加えて、掘削後に得られる④を説明変数、⑥を目的変数として判別分析し、経路 C と同様、変数間の相関関係を分析した。

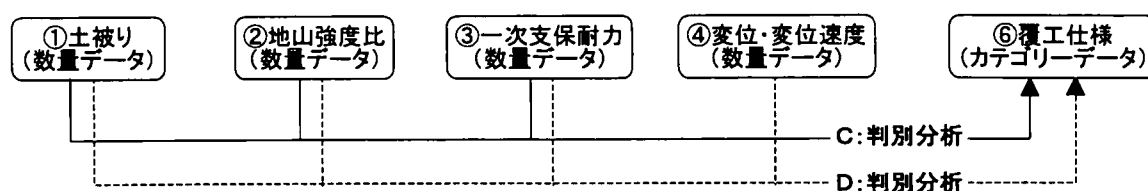


図 4.6 覆工仕様を判別するための各種データ間のパス図

4.4.2 覆工仕様の判別分析結果

(1) 経路 C：①土被り、②地山強度比、③一次支保耐力による ⑥覆工仕様の判別結果

①土被り、②地山強度比、③一次支保耐力を利用して、SFRC 区間か、無筋区間かの判別分析を実施した。使用したデータ数は 156 データである。

判別分析の結果を表 4.6 に示す。判別率的中率は 69.2%で、その値は比較的低い。つまり、説明変数が①②③だけの場合は、目的変数である⑥覆工仕様を精度よく判別できないことを確認した。ただし、その絶対値が大きいほど判別に寄与していることを示す「標準化した正準判別関数係数」より、3つの説明変数のうち「一次支保耐力」が覆工仕様の判別に最も寄与していることがわかった。なお、標準化とは、式(4.3)を行うことである。

$$z_x = \frac{x - \bar{x}}{s_x} \dots\dots\dots (4.3)$$

ただし、 z_x = 標準化された x 、 x = 観測値、 \bar{x} = x の平均値、 s_x = x の標準偏差

表 4.6 経路 C の判別分析結果

	土被り	地強比	一支耐	定数	判別率的中率 (%)
標準化した正準判別関数係数	0.095	-0.558	0.657	-	69.2
標準化していない正準判別関数係数	0.003	-0.081	0.317	-3.689	

「地強比」=地山強度比、「一支耐」=一次支保耐力

(2) 経路 D：①土被り、②地山強度比、③一次支保耐力、④変位・変位速度 による⑥
覆工仕様の判別結果

①土被り、②地山強度比、③一次支保耐力に加えて④変位・変位速度を説明変数とし、
SFRC 区間か、無筋区間かの判別を実施した。使用したデータ数は、156 データである。
④変位・変位速度については、表 4.3 に示した 4 つのグループから 1 変数ずつ抽出し、
合計 160 パターンの組合せについて判別分析した。

その結果、最も高い判別率的中率は 98.1%であることを確認した(表 4.7)。このとき、
①土被り、②地山強度比、③一次支保耐力と、④のうち、グループ A から「天端最終
沈下量」、グループ B から「インポート閉合後上半測線変位量」、グループ C から「下
半測線覆工打設前の 3 ヶ月間変位量」を説明変数として組合せるのが最も適しているこ
とがわかった。また、その絶対値が大きいほど判別に寄与していることを示す「標準化
した正準判別関数係数」を見ると、「下半測線覆工打設前の 3 ヶ月間変位量」において
最も高く、したがって、覆工仕様の判別に最も寄与した変数であることがわかった。

表 4.7 経路 D の判別分析結果

	土被り	地強比	一支耐	天沈	上_打_後	下_3_変	定数	判別 的中率(%)
標準化した正準判別関数係数	0.552	-0.088	0.070	0.305	0.428	0.642	-	98.1
標準化していない正準判別関数係数	0.015	-0.013	0.034	0.011	0.156	1.059	-2.851	

「地強比」=地山強度比、「一支耐」=一次支保耐力、「天沈」=天端最終沈下量、「上_打_後」=インポート閉合後上半測線変位
量、「下_3_変」=下半測線覆工打設前の3ヶ月間変位量

4.4.3 覆工仕様の判別式

(1) 経路 C：①土被り、②地山強度比、③一次支保耐力による ⑥覆工仕様の判別式

このときの判別式は、表 4.6 に示した「標準化していない正準判別関数係数」を利用
して、次のように与えられる。

$$Z = 0.003 \times \text{「土被り」} - 0.081 \times \text{「地山強度比」} + 0.317 \times \text{「一次支保耐力」} - 3.689$$

(4.4)

式 (4.4) に各スパンのデータを代入したときの Z が正值の場合は SFRC、負値の場
合は無筋区間と判別することができる。式 (4.4) を利用して判別した覆工仕様を実績

覆工仕様と比較したものを図 4.7 に示す。これより、スパン前半よりも後半のほうがよく判別されていることがわかった。

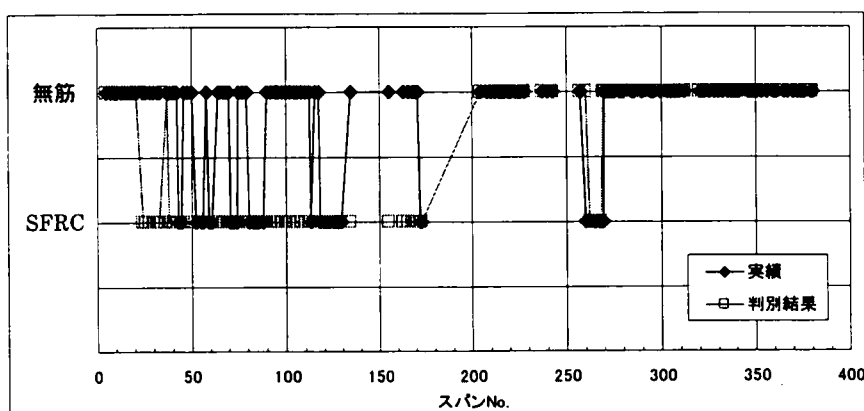


図 4.7 実績覆工仕様と判別した覆工仕様の比較（経路 C）

(2) 経路 D：①土被り、②地山強度比、③一次支保耐力、④変位・変位速度 による⑥
覆工仕様の判別式

表 4.7 に示した「標準化していない正準判別関数係数」を利用して、次のような判別式を立てることができる。

$$Z = 0.015 \times \text{「土被り」} - 0.013 \times \text{「地山強度比」} + 0.034 \times \text{「一次支保耐力」} + 0.011 \times \text{「天端最終沈下量」} + 0.156 \times \text{「インバート閉合後上半測線変位量」} + 1.059 \times \text{「下半測線覆工打設前の 3 ヶ月間変位量」} - 2.851 \dots\dots\dots (4.5)$$

式 (4.5) を利用して判別した覆工仕様を実績覆工仕様と比較したものを図 4.8 に示す。これより、図 4.7 で判別できなかったスパン前半についてもよく判別できていることがわかった。

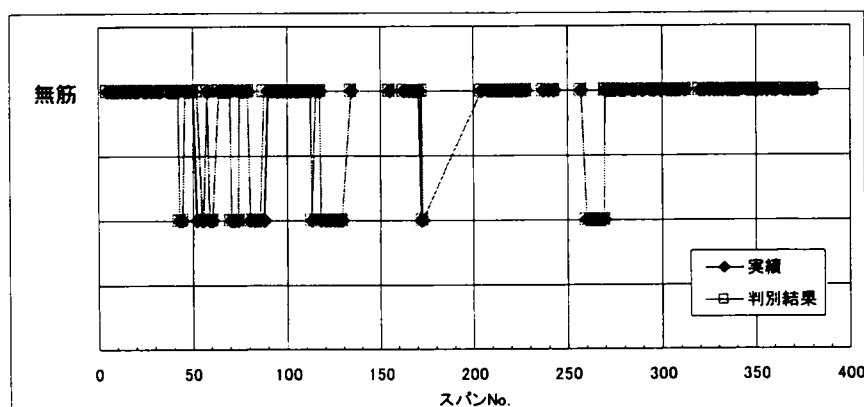


図 4.8 実績覆工仕様と判別した覆工仕様の比較（経路 D）

4.5 まとめ

①～④の各データを説明変数として適宜組合せ、目的変数である⑤ひび割れデータの予測および⑥覆工仕様の判別を試みた結果、以下の知見が得られた。

4.3 項ではひび割れデータの予測方法を検討した。経路 A および B の分析結果より、以下の知見を得られた。

- 1) 表 4.4 の結果では、掘削前に得られる地形・地質データの①土被りや②地山強度比および③一次支保耐力と⑤ひび割れデータの間には相関は小さく、ひび割れを予測することは不可能であるが、④変位・変位速度を説明変数に加えると、表 4.5 より、相関が高くなることを確認した。特に、「ひび割れ密度」との相関が最も高く、図 4.4 より、実用に十分な精度のひび割れ密度の予測が実現できることを確認した。
- 2) 無筋区間のデータから算出された予測式 (4.2) に変位の大きな SFRC 区間のデータを代入して得られた図 4.5 をみると、予測されたひび割れ密度は実際のひび割れ密度より大きくなったことから、SFRC によってひび割れの発生が抑制されたということがわかった。
- 3) 図 4.5 より、無筋コンクリートのひび割れ密度の予測値が 0.3 本/m 以上の場合には、SFRC を打設していた傾向がみられる。

また、4.4 項では、適切な覆工仕様の選定がなされていたスパンのデータのみを利用し、ひび割れを適切に抑制できる覆工仕様の判別方法を検討した結果、以下の知見を得た。

- 4) 表 4.6 の結果では、掘削前に得られる①土被りや②地山強度比および③一次支保耐力では、それほど精度の高い覆工仕様の判別ができないが、1)と同様に④変位・変位速度を加えた表 4.7 の結果では、かなり高い確率で覆工仕様の予測できることを確認した。
- 5) 各スパンの当該データを式 (4.5) に代入することで、図 4.8 のように、ひび割れを適切に抑制できる覆工仕様を選定できることを確認した。

本章での検討では、覆工仕様の選定実績を分析したが、これらの結果を反映することで、より現実的な覆工の設計が可能となると考えられる。また、より合理的な覆工仕様の選定のためには、工学的観点から実際に覆工へ作用している塑性地圧⁶⁴⁾を正確に把握し、地山状態に応じた覆工の耐力を考慮するなどの設計法を組み合わせる必要がある、これらについて次章で検討する。

第5章 変位未収束区間における覆工作用荷重の検討

5.1 覆工応力測定結果による作用荷重の推定

いわゆる膨張性地山と呼ばれるような一部の地山条件下では、内空変位が大きく、変位収束まで支保状態で内空を保持できない場合や工期等の面から、変位収束前に覆工を打設する場合がある。また、トンネル完成後に覆工に作用した荷重により、ひび割れや変状が発生し、大がかりな改築、補修工事を実施している事例も報告されている^{2) 3)}。

本節では、膨張性地山を掘削した岩手一戸トンネルでの覆工応力測定結果から、実際に覆工に作用している荷重の形態（側圧係数 K_0 ）、鉛直および水平方向からの作用荷重（ P_V 、 P_H ）を推定し、実際に作用している外力の状態を明らかにする。

5.1.1 分析手法

(1) 解析手順

側圧係数および作用荷重の推定は、覆工をモデル化した骨組解析によるパラメータスタディによる。図 5.1 に側圧係数および作用荷重の推定手順を示す。

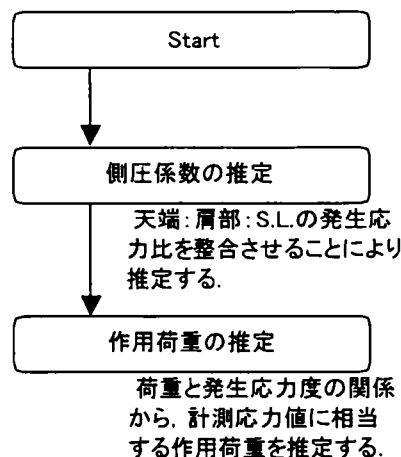


図 5.1 側圧係数および作用荷重の推定手順

(2) 解析モデル

解析モデルは、図 5.2 に示す新幹線標準断面とする。また、骨組解析モデルは図 5.3 に示すとおりとし、覆工とインバート間の結合は曲げを拘束しないピン結合とした。これは、覆

工構造が無筋コンクリートもしくは SFRC を対象としており、実際のインバートコンクリートとの接続は鉄筋等による剛な結合が行われていないことをモデル化したものである。骨組解析モデルの支持条件は、部材法線方向を地盤ばねによって支持されたものとし、地盤ばねは覆工が内空側へ変形した場合には作用しないものとした。

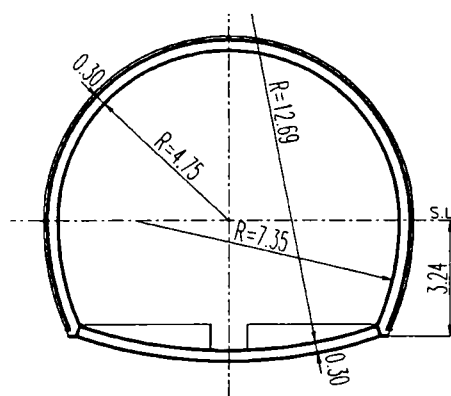


図 5.2 解析断面

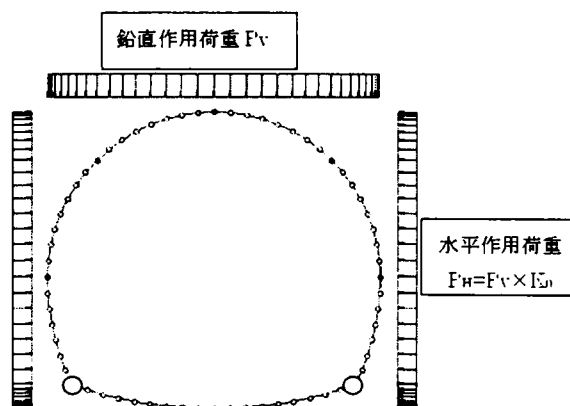


図 5.3 骨組解析モデル

(3) 解析パラメーター

覆工に作用している荷重形態および荷重レベルを算定するため、鉛直作用荷重 P_v および側圧係数 K_0 をパラメーターとして設定した。また、実際の覆工厚が計測箇所によって異なるため、覆工厚についても数種類の計算を行った。表 5.1 に骨組解析パラメーターを示す。

(4) 覆工応力測定断面

覆工応力測定は表 5.2 に示す断面にて行われていることから、作用荷重の推定はこの 5 断面を対象として行う。

表 5.1 骨組解析基本条件およびパラメーター値

	記号	単位	設定値	備考
覆工の設計強度	f_{ck}	N/mm^2	18	
覆工のヤング係数	E_c	kN/mm^2	22	
地盤の変形係数	E	MPa	500	
覆工厚	t	cm	30, 35, 40, 45	
鉛直荷重	P_v	kN/m^2	100, 200, 400	換算土被りで 0.5D~2.0D 相当 (D : トンネル掘削幅)
側圧係数	K_0	—	0.8, 1.0, 1.2	

表 5.2 覆工応力測定箇所

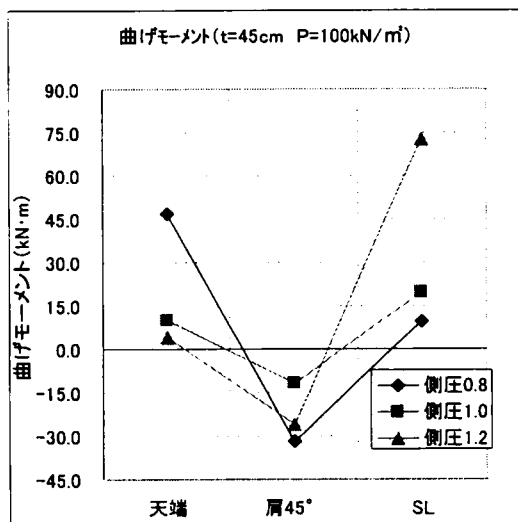
断面	キロ程	覆工構造	実際の覆工厚 (計測値平均厚)	ひび割れ状況
A	549km968m	SFRC	41cm	—
B	553km821m	SFRC	44cm	—
C	554km405m	単鉄筋補強	39cm	S.L.にひび割れ
D	554km490m	単鉄筋補強	35cm	S.L.にひび割れ
E	555km330m	SFRC	47cm	S.L.にひび割れ

5.1.2 荷重形態（側圧係数）の推定

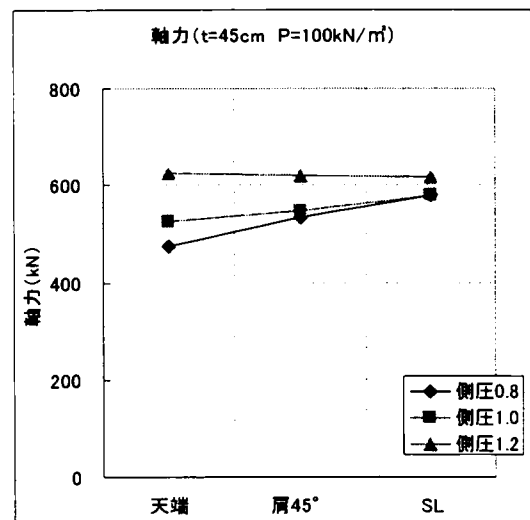
(1) 荷重形態（側圧係数）の推定方法

側圧係数の違いによる断面力を図 5.4 に示し、縁応力発生形態を図 5.5 に示す。このように、曲げモーメントおよび縁応力の発生形態は側圧係数の状態によって大きく変化しているが、軸力の発生形態には大きな変化は見られない。

覆工に作用している荷重形態（側圧係数）の推定は、この図に覆工応力測定を行った A～E 断面における計測値（縁応力）をプロットし、その形態によって判定する。

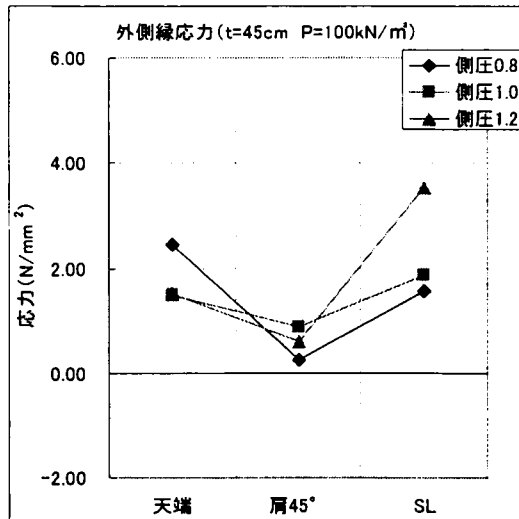


(a) 曲げモーメント分布状況



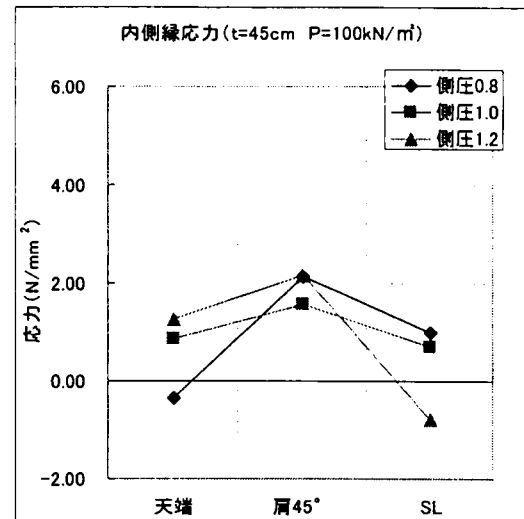
(b) 軸力分布状況

図 5.4 側圧係数の違いによる断面力発生形態



※圧縮が正值

(a) 外側縁応力分布状況



※圧縮が正值

(b) 内側縁応力分布状況

図 5.5 側圧係数の違いによる縁応力発生形態

(2) 荷重形態（側圧係数）の推定結果

覆工応力測定結果は、表 5.3 に示す天端、左右肩部、左右 S.L.部の 5 測点における縁応力を整理し、左右それぞれの値の平均値をもって評価するものとした。パラメーター解析結果における各断面の荷重形態（側圧係数）の推定結果を以下に示し、荷重形態（側圧係数）判定結果一覧表を表 5.4、表 5.5 に示す。

- 1) 断面 A：外側縁応力値に比べて内側縁応力値が全体に小さい点が解析結果と一致しないが、天端と S.L.部における縁応力のバランスから、荷重形態（側圧係数）は $K_0=1.0$ に近いと評価する。
- 2) 断面 B：縁応力の発生形態は、側圧係数 $K_0=1.0$ と $K_0=1.2$ の両ケースと類似している。したがって、荷重形態（側圧係数）は $K_0=1.0\sim 1.2$ と評価する。なお、内側縁応力に着目した場合、S.L.部に引張応力が発生しており、S.L.部に大きな曲げモーメントが発生していることから、側圧係数は $K_0=1.2$ に近い（側圧が卓越）ものと想定される。
- 3) 断面 C：天端～肩部～S.L.部にかけての明瞭な縁応力値のばらつきが見られないことや、天端と S.L.部における縁応力のバランスから、荷重形態（側圧係数）は $K_0=1.0$ に近いと評価する。
- 4) 断面 D：天端部の外側縁応力の発生傾向が異なるものの、内側縁応力の発生形態は側

圧係数 $K_0=1.0$ と類似している。したがって、荷重形態（側圧係数）は $K_0=1.0$ に近いと評価する。なお、内側縁応力に着目した場合、天端部よりも S.L. 部の方が若干小さい値を示しており、S.L. 部に大きな曲げモーメントが発生していることから、若干側圧が卓越しているものと想定される。

5) 断面 E：天端～肩部～S.L. 部にかけての明瞭な縁応力値のばらつきが見られないことや、天端と S.L. 部における縁応力のバランスから、荷重形態（側圧係数）は $K_0=1.0$ に近いと評価する。なお、内側縁応力に着目した場合、天端部よりも S.L. 部の方が若干小さい値を示しており、S.L. 部に大きな曲げモーメントが発生していることから、若干側圧が卓越しているものと想定される。

表 5.3 覆工応力計測結果一覧表

断面	覆工厚 cm	計測 部位	覆工応力計測結果			
			外縁応力		内縁応力	
			N/mm ²	(平均)	N/mm ²	(平均)
A	41	天端	0.100	0.10	0.960	0.96
		左肩	0.632		1.344	
		右肩	0.412	0.52	1.060	1.20
		左S.L.	0.598		1.502	
		右S.L.	0.337	0.47	1.080	1.29
B	44	天端	0.620	0.62	0.516	0.52
		左肩	0.217		1.004	
		右肩	0.549	0.38	1.553	1.28
		左S.L.	1.835		-1.370	
		右S.L.	0.948	1.39	1.070	-0.15
C	39	天端	1.680	1.68	0.269	0.27
		左肩	1.336		0.315	
		右肩	1.743	1.54	0.543	0.43
		左S.L.	1.945		1.675	
		右S.L.	1.012	1.48	-0.078	0.80
D	35	天端	0.746	0.75	0.401	0.40
		左肩	3.767		-1.258	
		右肩	0.532	2.15	5.146	1.94
		左S.L.	1.720		0.693	
		右S.L.	3.929	2.82	-0.033	0.33
E	47	天端	0.800	0.80	0.554	0.55
		左肩	0.931		0.434	
		右肩	0.500	0.72	0.651	0.54
		左S.L.	1.548		-0.561	
		右S.L.	0.990	1.27	1.000	0.22

表 5.4 荷重形態（側圧係数）判定結果（断面 A, B, C）

断面	外側縁応力	内側縁応力	判定
A	<p>外側縁応力 ($t=40\text{cm}$ $P=100\text{kN/m}^2$)</p> <p>天端 肩45° SL</p>	<p>内側縁応力 ($t=40\text{cm}$ $P=100\text{kN/m}^2$)</p> <p>天端 肩45° SL</p>	$K_o=1.0$
B	<p>外側縁応力 ($t=45\text{cm}$ $P=100\text{kN/m}^2$)</p> <p>天端 肩45° SL</p>	<p>内側縁応力 ($t=45\text{cm}$ $P=100\text{kN/m}^2$)</p> <p>天端 肩45° SL</p>	$K_o=1.0\sim 1.2$
C	<p>外側縁応力 ($t=40\text{cm}$ $P=100\text{kN/m}^2$)</p> <p>天端 肩45° SL</p>	<p>内側縁応力 ($t=40\text{cm}$ $P=100\text{kN/m}^2$)</p> <p>天端 肩45° SL</p>	$K_o=1.0$

表 5.5 荷重形態（側圧係数）判定結果（断面 D, E）

断面	外側縁応力	内側縁応力	判定
D	<p>外側縁応力 ($t=35\text{cm}$ $P=100\text{kN/m}^2$)</p> <p>天端 肩45° SL</p>	<p>内側縁応力 ($t=35\text{cm}$ $P=100\text{kN/m}^2$)</p> <p>天端 肩45° SL</p>	$K_0=1.0$
E	<p>外側縁応力 ($t=45\text{cm}$ $P=100\text{kN/m}^2$)</p> <p>天端 肩45° SL</p>	<p>内側縁応力 ($t=45\text{cm}$ $P=100\text{kN/m}^2$)</p> <p>天端 肩45° SL</p>	$K_0=1.0$

5.1.3 応力測定結果による覆工作用荷重の推定結果

荷重形態の推定結果をもとに、鉛直荷重 P_v をパラメーターとして算出した縁応力と覆工応力測定結果をグラフ化し、その交点から覆工に作用している荷重を推定する。推定結果を表 5.6 に示し、判定グラフを表 5.7～表 5.11 に示す。この結果、側圧係数は $K_0=1.0\sim 1.2$ 程度であり、この傾向は既往の調査結果^{74) 75)}とも一致する。また、覆工に作用している荷重は、鉛直荷重で $10\sim 190\text{kN/m}^2$ であり、換算土被りで $0.1\sim 1.0D$ である。なお、断面 B、断面 C および断面 D では、覆工打設時に内空変位がほぼ収束（打設前 1 ヶ月間）した状態であった。また、断面 A と断面 E では覆工打設時の変位速度は $0.4\sim 1.1\text{mm/月}$ 程度（覆工打設前 1 ヶ月間の内空変位が $0.4\sim 1.1\text{mm}$ 程度）であった。このように、応力測定を行った断面においては覆工打設時の変位速度はいずれも小さい値もしくは計測上変位は収束した状態であったが、

覆工には外力によるものと想定される荷重が作用していたことが計測された。したがって、掘削時に膨張性を示す地山においては、覆工打設時の内空変位速度が小さいもしくは収束している場合であっても覆工には荷重が作用する場合があることを考慮する必要があるといえる。

表 5.6 応力測定結果による覆工作用荷重推定結果

断面	覆工構造	覆工応力計測応力からの推定荷重形態	
		側圧係数	推定鉛直荷重（換算土被り厚さ）
A	SFRC	$K_0=1.0$	$P_V=20\sim90\text{kN/m}^2$ (0.1D~0.5D)
B	SFRC	$K_0=1.2$	$P_V=10\sim70\text{kN/m}^2$ (0.1D~0.4D)
C	単鉄筋補強	$K_0=1.0$	$P_V=40\sim190\text{kN/m}^2$ (0.2D~1.0D)
D	単鉄筋補強	$K_0=1.0$	$P_V=30\sim100\text{kN/m}^2$ (0.2D~0.5D)
E	SFRC	$K_0=1.0$	$P_V=40\sim140\text{kN/m}^2$ (0.2D~0.7D)

注) 推定荷重における D はトンネル掘削幅（約 10m）を示す。

表 5.7 覆工応力計測結果による作用外力（鉛直荷重）の推定結果（断面 A）

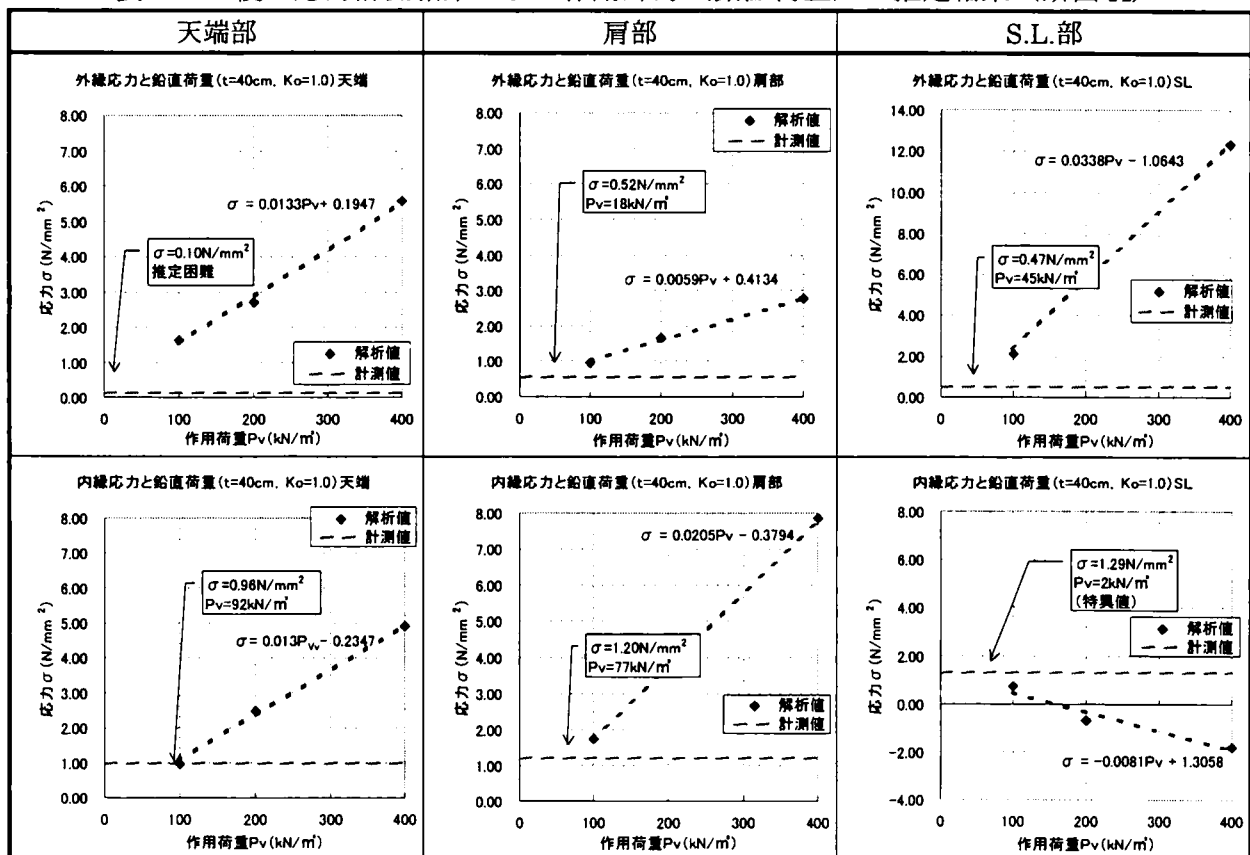


表 5.8 覆工応力計測結果による作用外力（鉛直荷重）の推定結果（断面 B）

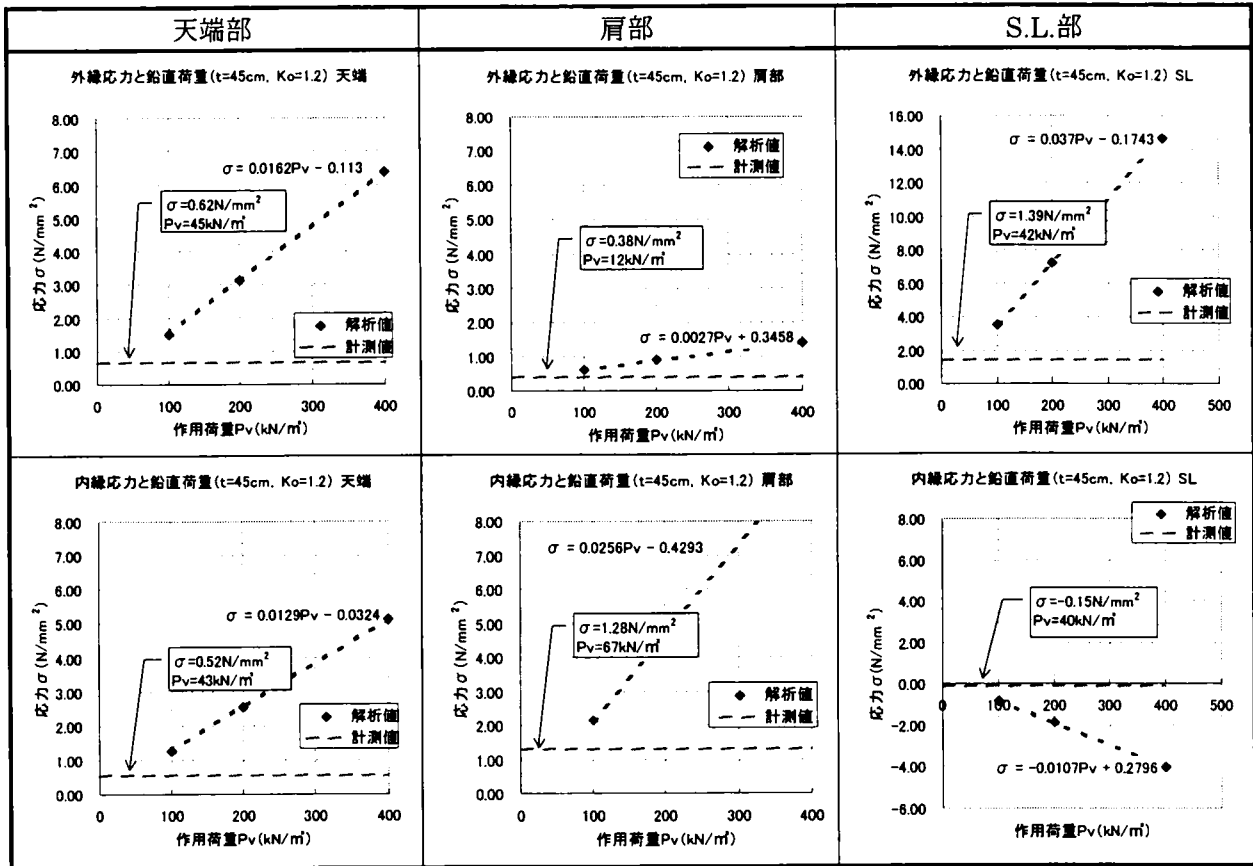


表 5.9 覆工応力計測結果による作用外力（鉛直荷重）の推定結果（断面 C）

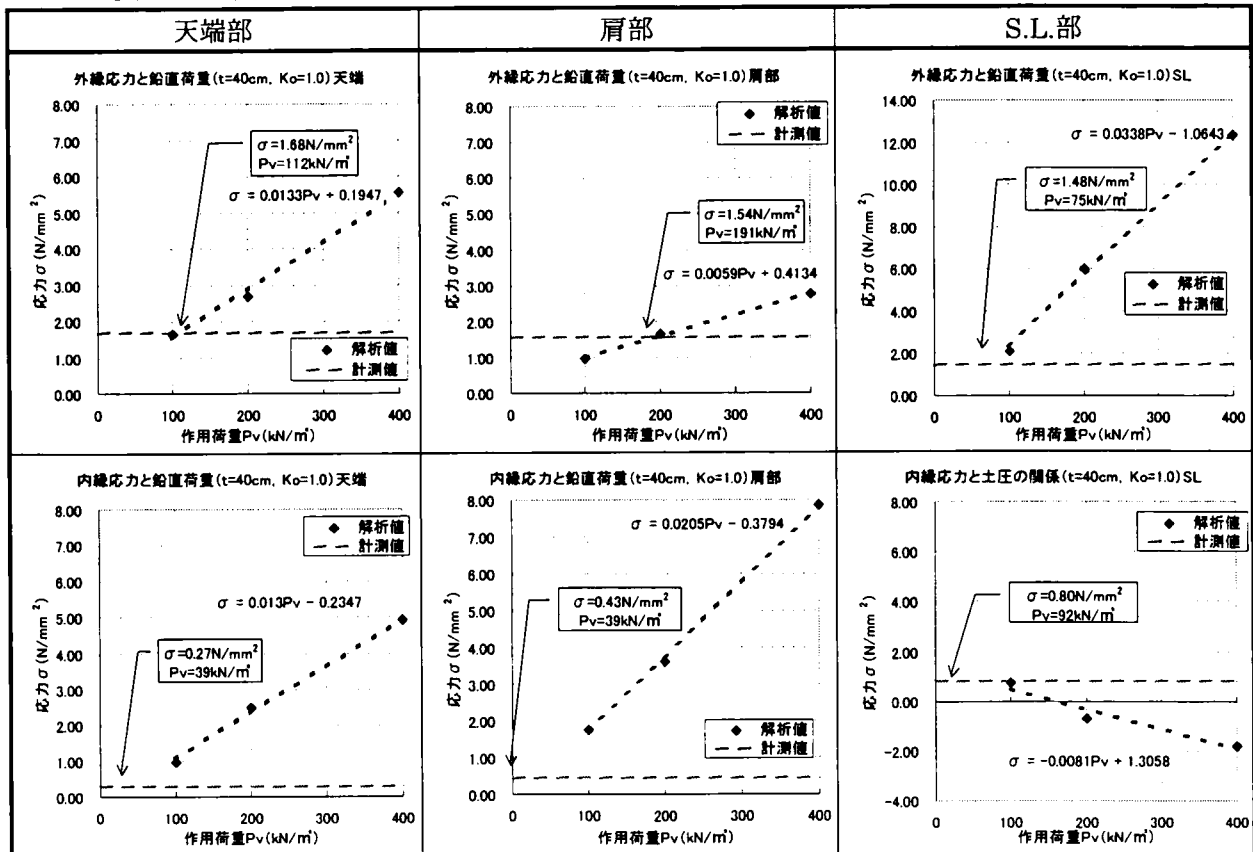


表 5.10 覆工応力計測結果による作用外力（鉛直荷重）の推定結果（断面 D）

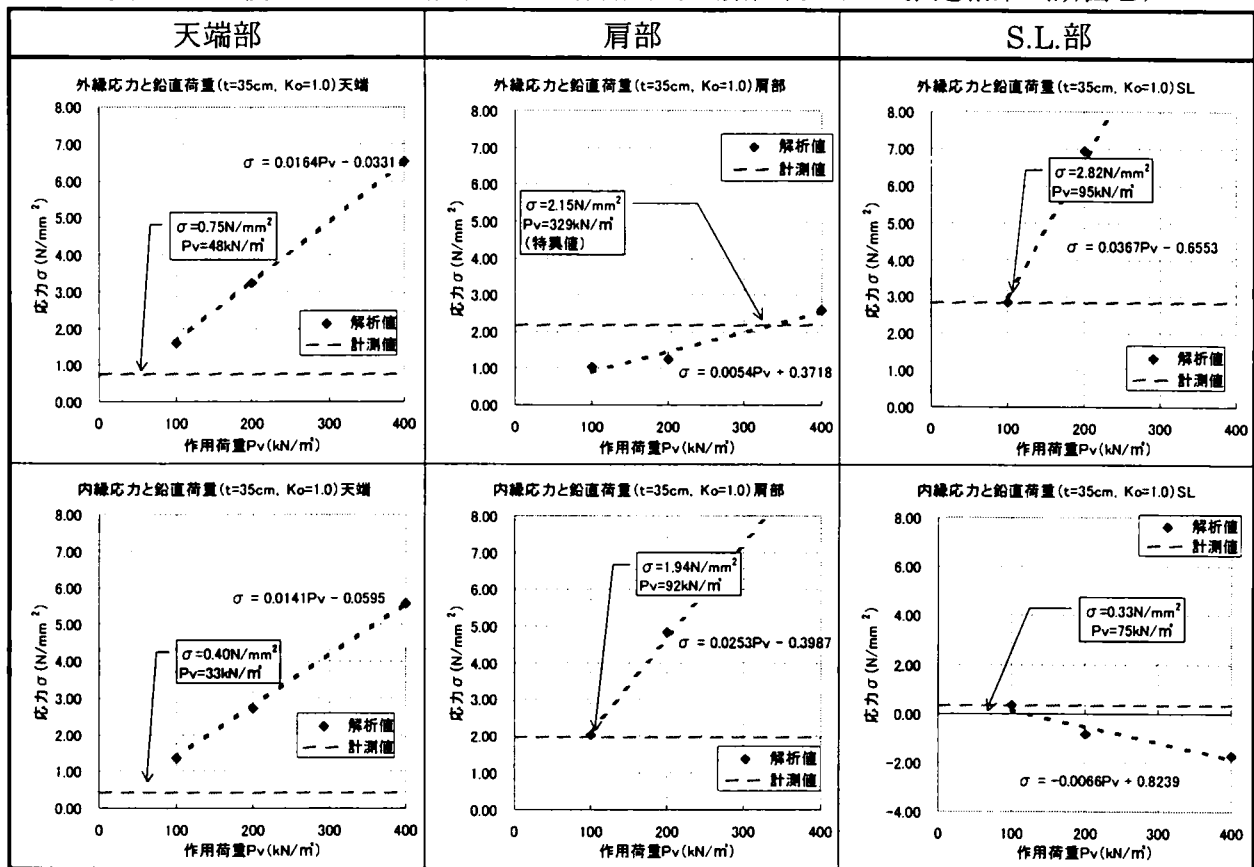
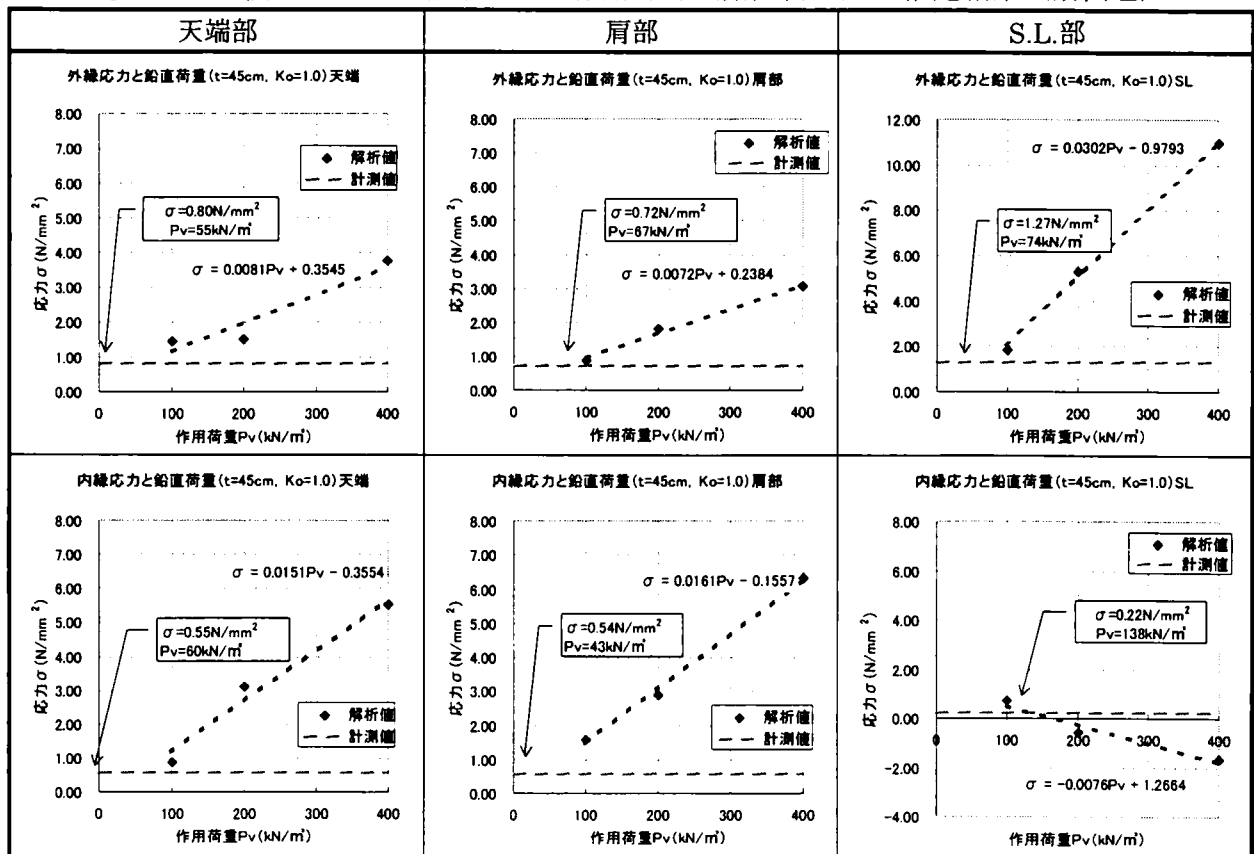


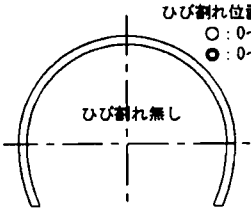
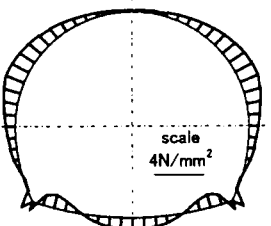
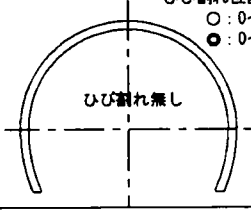
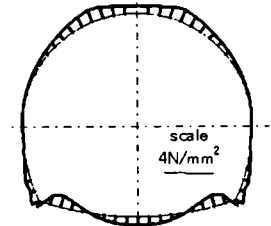
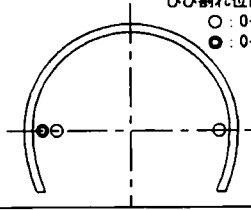
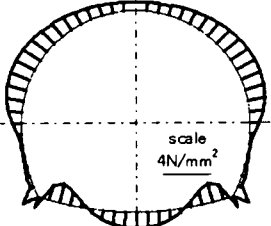
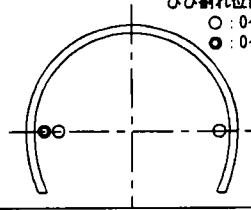
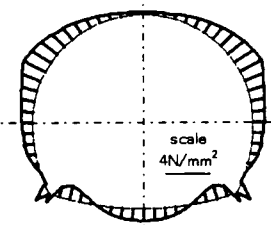
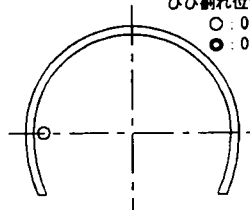
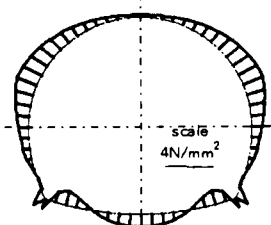
表 5.11 覆工応力計測結果による作用外力（鉛直荷重）の推定結果（断面 E）



5.1.4 ひび割れ発生状況との対比と推定作用荷重の検証

推定された土圧を用いて骨組解析を行い、その結果得られる内空側の部材応力と実際に観測されたひび割れの発生状況⁷⁶⁾を対比させたものを表 5.12 に示す。

表 5.12 ひび割れ発生状況と推定作用荷重による覆工内側縁応力分布との検証結果

	ひび割れ状況	覆工内側縁応力と推定作用荷重
断面 A	<p>(549k960.5 971m)</p> <p>ひび割れ位置と幅 ○ : 0~0.2mm ● : 0~0.4mm</p> <p>ひび割れ無し</p> 	 <p>土圧 : $P_v=60(\text{kN/m}^2)$ 側圧係数 : $K_o=1.0$</p>
断面 B	<p>(553k813.5m~824.0m)</p> <p>ひび割れ位置と幅 ○ : 0~0.2mm ● : 0~0.4mm</p> <p>ひび割れ無し</p> 	 <p>土圧 : $P_v=40(\text{kN/m}^2)$ 側圧係数 : $K_o=1.2$</p>
断面 C	<p>(554k401.5m~412.0m)</p> <p>ひび割れ位置と幅 ○ : 0~0.2mm ● : 0~0.4mm</p> 	 <p>土圧 : $P_v=90(\text{kN/m}^2)$ 側圧係数 : $K_o=1.0$</p>
断面 D	<p>(554k485.5m~496.0m)</p> <p>ひび割れ位置と幅 ○ : 0~0.2mm ● : 0~0.4mm</p> 	 <p>土圧 : $P_v=70(\text{kN/m}^2)$ 側圧係数 : $K_o=1.0$</p>
断面 E	<p>(555k325.5~336.0m)</p> <p>ひび割れ位置と幅 ○ : 0~0.2mm ● : 0~0.4mm</p> 	 <p>土圧 : $P_v=70(\text{kN/m}^2)$ 側圧係数 : $K_o=1.0$</p>

注) 土圧は、天端～肩部～S.L.部にて応力測定結果から求めた荷重の平均値を示す。

ひび割れが発生している S.L.から側壁脚部にかけては骨組解析結果でも応力値が小さくなっており、ひび割れ発生箇所との整合が見られる。このことから、覆工応力測定結果から推定した側圧係数および作用荷重は概ね妥当であると評価する。

なお、推定作用荷重を作用させた骨組解析による縁応力分布では、ひび割れ箇所とは若干異なる部分で応力値が小さくなっている。これは、計測値は表 5.3 に示したように左右の応力値が異なるなど同一断面内でのばらつきも生じていること、実際には覆工に作用している荷重は解析のような等分布荷重として作用していないことによるものと想定される。

5.2 内空変位計測による覆工作用荷重の推定方法の検討

膨張性地山において覆工に作用する荷重形態や荷重レベルについて種々の研究^{40) 42)}が行われているが、明確化されたものはなく、覆工の設計は既往の実績等を参考に行っている状態である。本節では、現在一般に行われているトンネル計測項目である内空変位計測値を用いて、簡便に、かつ比較的精度良く荷重を推定することができる手法として、登坂らの研究⁴²⁾による手法について、その課題点を整理し、更なる改良を加えることでより精度良く荷重推定する方法を検討する。

5.2.1 既往研究におけるクリープ係数を用いた解析手法

登坂らの研究⁴²⁾によるクリープ係数を用いた覆工作用荷重算定手法の流れを以下に示す。

Step-1) 変形係数と側圧係数の算出

上半掘削時の天端沈下と内空変位計測値から式 (5.1) に示す弾性理論解を用いて、天端沈下の弾性変位量の場合 $\theta = \pi/2$ (rad)、内空変位の弾性変位量の場合 $\theta = 0$ (rad) を代入し、変形係数 E と側圧係数 K_0 の推定を行う。

$$U_e = (1 + \nu) \cdot R \cdot \frac{\sigma_v}{E} \cdot \left\{ \frac{K_0 + 1}{2} + (3 - 4 \cdot \nu) \cdot \frac{K_0 - 1}{2} \cdot \cos 2\theta \right\} \cdots \cdots \cdots (5.1)$$

U_e : 円孔の中心へ向かう弾性変位量

ν : ボアソン比

E : 変形係数

R : トンネル掘削半径

θ : 水平方向からの角度

σ_v : 鉛直方向荷重 (初期地圧: $\gamma \cdot H$, γ : 単位体積重量、 H : 土被り)

K_0 : 側圧係数

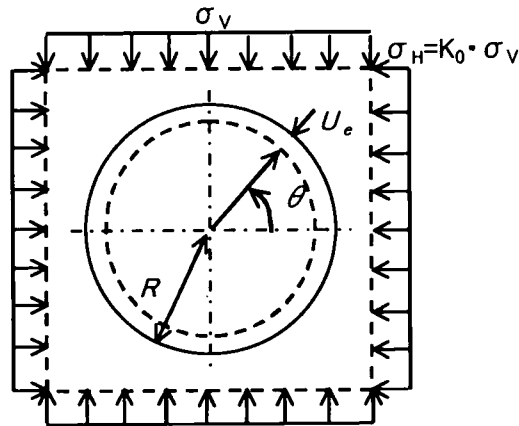


図 5.6 弾性理論解のモデル

Step-2) 地山の膨張性の影響による変位 (クリープ変形) のモデル化

地山の膨張性の影響による変形 (ここではクリープ変形と呼ぶ) は、フォークトモデルによりモデル化する。ここでは、天端沈下および内空変位を表 5.13 および図 5.7 に示すように弾性変形とクリープ変形とに分け、クリープ変形は式 (5.2) にてモデル化し、クリープ係数 (α : 粘性倍率、 β : 遅延係数 (1/day)) を得る。

$$U_{ct} = \alpha \cdot (1 - e^{-\beta t}) \cdot U_e \dots\dots\dots (5.2)$$

t : クリープ変形開始時からの経過時間(day)

U_{ct} : t 時刻のクリープ変位量(mm)

表 5.13 弾性変形範囲とクリープ変形の算定範囲

	計測位置	弾性変形	クリープ変形
①	天端沈下	下半掘削開始～下半掘削位置 3D	下半掘削位置 3D～
②	上半測線の内空変位	下半掘削開始～下半掘削位置 3D	インバート打設～
③		下半掘削開始～インバート打設	インバート打設～
④		下半掘削開始～下半掘削位置 3D	下半掘削位置 3D～
⑤	下半測線の内空変位	下半掘削開始～下半掘削位置 3D	インバート打設～
⑥		下半掘削開始～インバート打設	インバート打設～
⑦		下半掘削開始～下半掘削位置 3D	下半掘削位置 3D～

Step-3) 覆工打設時変位速度の算出

時刻 t での変位速度 V_t は、式 (5.2) を微分することで式 (5.3) により算出する。

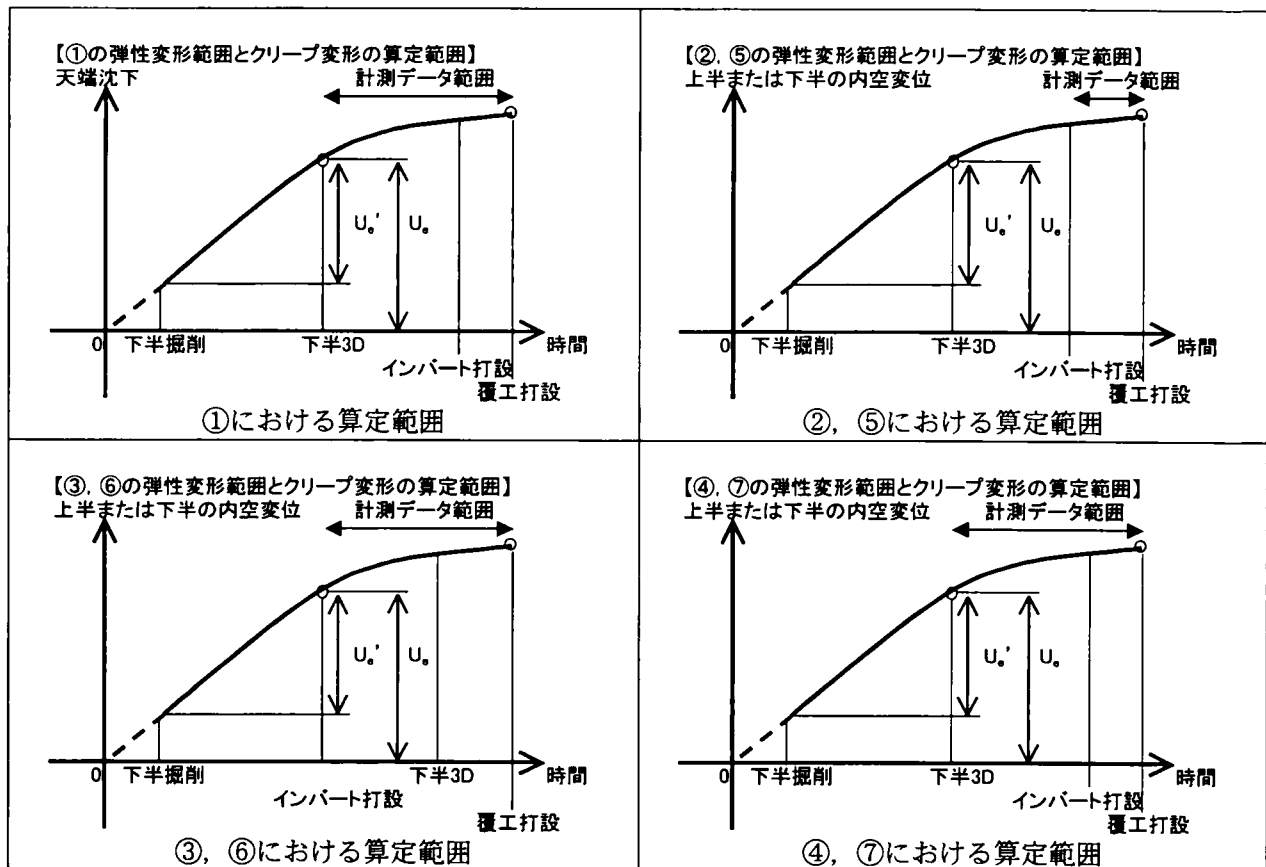
$$V_t = \frac{dU_{ct}}{dt} = \alpha \cdot \beta \cdot e^{-\beta t} \cdot U_e \quad \dots\dots\dots (5.3)$$

また、時刻 t で覆工を施工した場合に抑制される変位量 ΔU_{ct} は、式 (5.4) にて算出される。ここで、 U_{cf} : 覆工を打設しない場合の最終クリープ変位量(mm)である。

$$\Delta U_{ct} = U_{cf} - U_{ct} = \alpha \cdot U_e - \alpha \cdot (1 - e^{-\beta t}) \cdot U_e = \alpha \cdot e^{-\beta t} \cdot U_e \quad \dots\dots\dots (5.4)$$

式 (5.3) と式 (5.4) より、式 (5.5) の関係が導き出される。

$$\Delta U_{ct} = \frac{V_t}{\beta} \quad \dots\dots\dots (5.5)$$



$U_e = U_e' / 0.7$ (先行変位量を考慮した値)
 U_e' : 実際に計測された弾性変位量

図 5.7 弾性変形範囲とクリープ変形の算定範囲

Step-4) 覆工作用荷重の算出

式 (5.1) において鉛直方向荷重 σ_v を変位を抑制するのに見合う覆工作用鉛直荷重 P_v に、また U_e を覆工により抑制される変位量 ΔU_{ct} にそれぞれ置き換え、さらに式 (5.5) の関係を代入する。また変形係数はクリープによる影響を考慮し最終変位状態の $E/(1+\alpha)$ とすること

で得られる式 (5.6) に、覆工打設時変位速度、クリープ係数等を代入することにより、覆工作用鉛直荷重を算出する。なお、覆工打設時変位速度を内空変位計測値から推定する場合には $\theta = 0$ (rad) として算出するものとする。

$$P_v = \frac{V_t}{\beta} \cdot \frac{1}{(1+\nu) \cdot R} \cdot \frac{E}{(1+\alpha)} \cdot \frac{1}{\left\{ \frac{K_0 + 1}{2} + (3 - 4 \cdot \nu) \cdot \frac{K_0 - 1}{2} \cdot \cos 2\theta \right\}} \dots\dots\dots (5.6)$$

5.2.2 変形係数および側圧係数についての課題点

登坂らの研究⁴²⁾による手法にて算出した変形係数と側圧係数を図 5.8 に示す。このように、変位計測値から算出される変形係数および側圧係数の値は、弾性変形の算定範囲によって大きく異なる結果となる。また、キロ程毎の算出結果にもばらつきが見られる。全体的には、上半測線の内空変位を用いた場合には、下半測線の内空変位を用いた場合に比べて、変形係数や側圧係数の値が小さくなる傾向が見られる。このことから、内空変位計測値から算出する登坂らの手法を用いる場合には、解析に用いる計測値（測線）の設定および弾性変形の算定範囲の設定が重要となる。

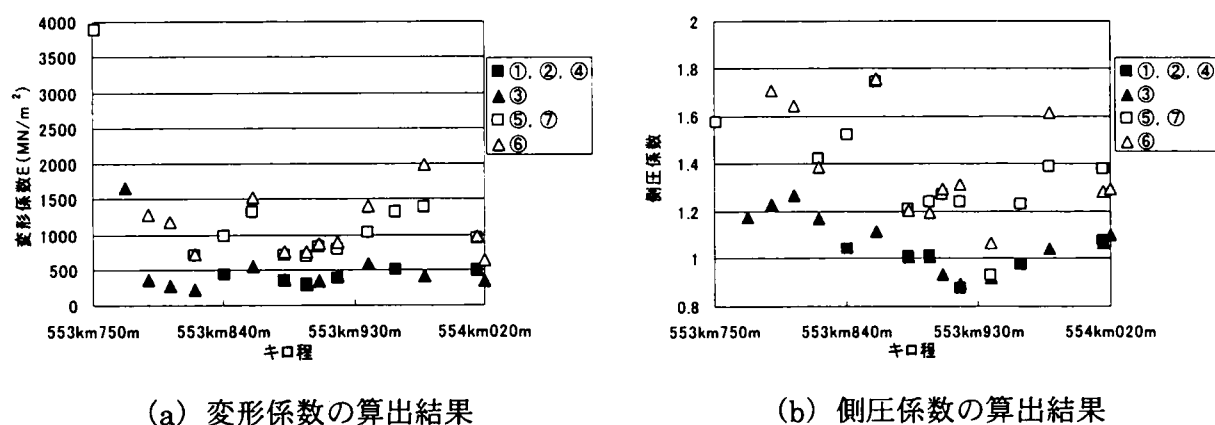
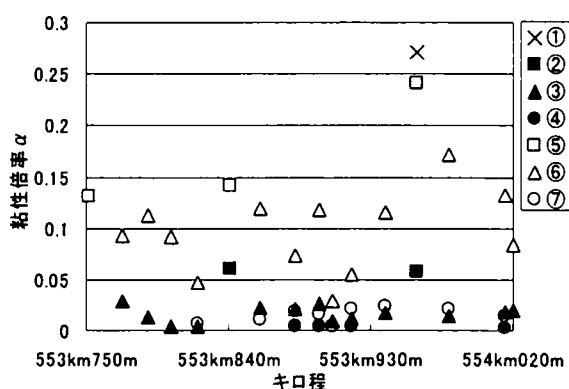


図 5.8 変形係数と側圧係数のばらつき

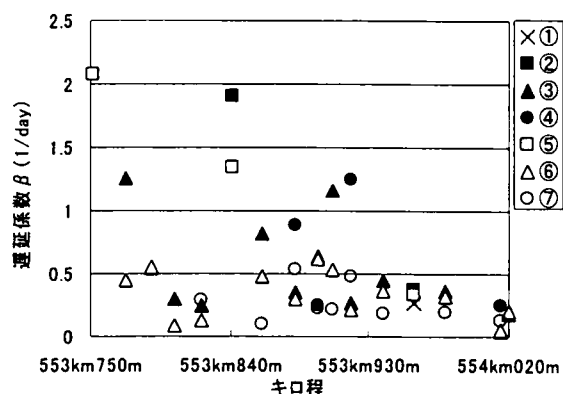
5.2.3 クリープ係数の算定についての課題点

クリープ係数 α 、 β の算定においては、覆工打設時におけるクリープ変形を適切に評価できるようにモデル化する必要がある。弾性変形とクリープ変形の算定範囲の違いによる α 、 β の値を図 5.9 に示し、これらのばらつきを変動係数（標準偏差を平均値で割ったものの百分率）として示したものを表 5.14 に示す。 α 、 β のばらつきは下半測線の内空変位を用いた

場合の方が小さく、特に覆工打設時の変位速度に対する影響が大きい β に対してその傾向が顕著に見られる。



(a) 粘性倍率 α のばらつき

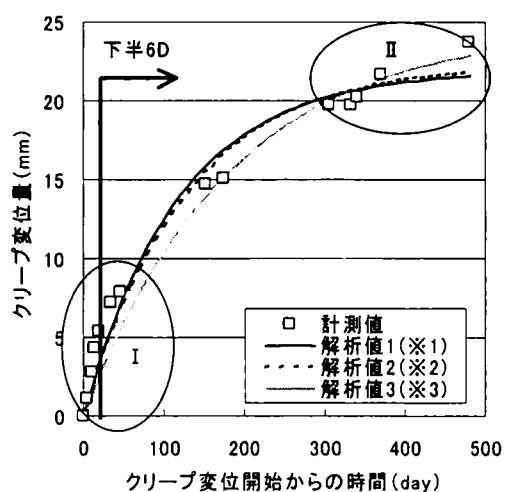


(b) 遅延係数 β のばらつき

図 5.9 弾性変形範囲とクリープ変形範囲の違いによるクリープ係数値のばらつき

表 5.14 弾性変形範囲とクリープ変形範囲の違いによるクリープ係数値の変動係数

	データ個数	変動係数	
		α	β
①	1	—	—
②	2	2.2	94.7
③	13	49.0	72.5
④	4	17.2	75.8
⑤	3	35.4	70.4
⑥	13	40.6	55.9
⑦	9	46.4	58.3



※1：全てのデータを用いた場合

※2：下半掘削位置 6D 以降のデータを用いた場合

※3：計測時期、データ頻度を調整した場合

図 5.10 クリープ係数のフィッティング例（断面 A）

また、覆工打設時期の変位速度を用いて覆工作用荷重を算定しているため、クリープ係数のフィッティングに対してはできるだけ覆工打設時期に近い場所での近似を行う必要がある。図 5.10 に示すクリープ変形のフィッティング例（断面 A）のように、クリープ変形当初は計測データが多く、計測期間の後半の計測値が不足するような場合には、全てのデータを用いて単純にクリープ係数を算出すると覆工打設時期（Ⅱの付近）での変位量を正確に反映できない。したがって、解析に用いる計測値およびクリープ変形範囲の設定の他に、クリープ係数算出時の実測データとのフィッティングが重要となる。

5.2.4 覆工作用荷重推定方法の提案

本章では、登坂らの研究⁴²⁾に以下に示す改良を加えることで、より精度良く荷重推定を行う方法を提案する。本提案手法における計算条件を表 5.15 に示し、図 5.11 に弾性変形およびクリープ変形の算定範囲を、図 5.12 に本提案手法の荷重推定フローを示す。

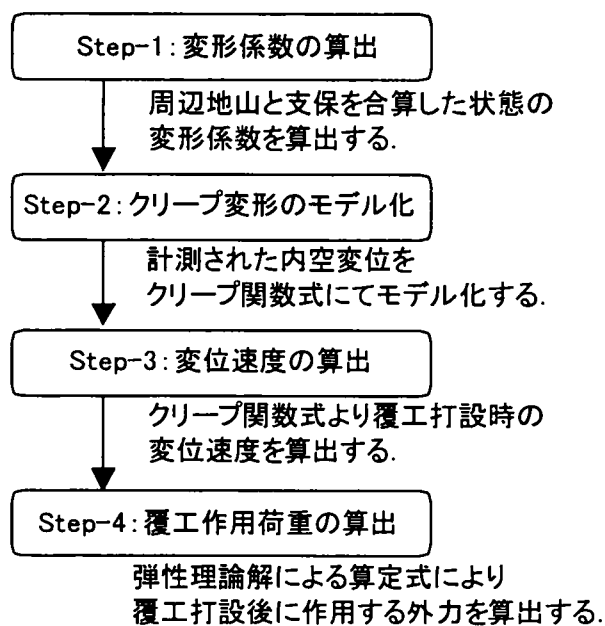
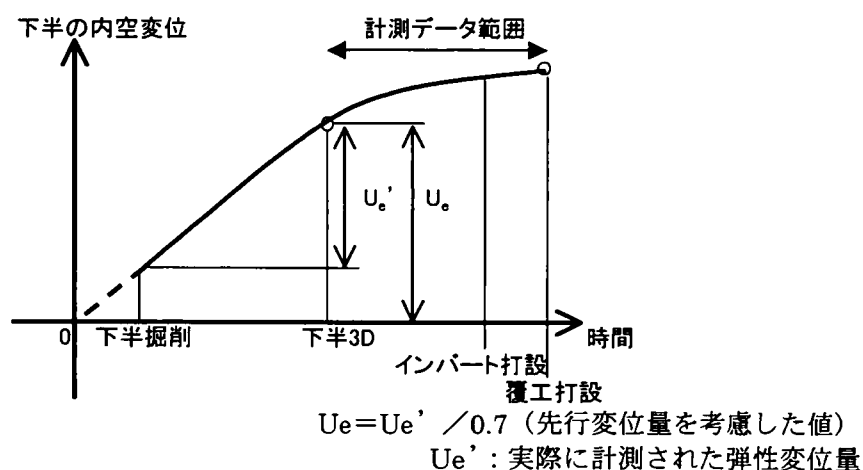
改良点①：Step-1において、覆工応力測定結果および既往調査実績^{74) 75)}から膨張性地山での側圧係数 K_0 は既知のもの（ $K_0=1.0\sim1.2$ ）であるものとする。また、周辺地山と支保を合算した状態での変形係数の算出は、円孔状態に近く覆工打設前のトンネル変形状態が反映される下半測線の内空変位と設定した側圧係数により式（5.1）から算出する。

改良点②：クリープ変形のモデル化は、変形係数の算出と同様に、下半内空変位計測値を用いるものとし、そのモデル化は式（5.2）にて行う。

改良点③：解析に用いる計測値の時間頻度の調整等を行い、覆工打設に近い時期の計測値の影響を考慮したフィッティングを行う。

表 5.15 内空変位計測による覆工作用荷重の算定手法における計算条件

内空変位について	<ul style="list-style-type: none"> ・下半掘削時から下半の切羽位置が 3D 離れるまでの期間での内空変位を弾性変形とし、それ以降の内空変位をクリープ変形とする。 ・計測開始時点での先行変位量を、経験的に弾性変位量の 30% とする。 ・下半掘削位置から 3D 以上離れた値での変位量をフォークトモデルでモデル化する。
内空変位と 覆工作用荷重 について	<ul style="list-style-type: none"> ・地山の変位-応力の関係式は、無限弾性均質等方体の地山に円孔を掘削した場合の弾性理論解より求める。 ・覆工作用荷重は、完全剛体と仮定した覆工が、覆工打設後の地山のクリープ変形を抑止するときに必要な内圧荷重とする。



5.2.5 実測データを用いた検証結果

(1) クリープ変形範囲に対する検証結果

クリープ変形範囲に対する影響を検証するため、下半掘削 3D 以内にインバート施工された断面 A について、インバート施工以降をクリープ変形範囲とした場合と、本提案手法での計算条件である下半掘削後 3D 以降をクリープ変形範囲とした場合の検証を行った。クリープ係数の算定結果を図 5.13 に示す。このように、クリープ変形の範囲をどのように設定するかによって、算出されるクリープ係数 (α 、 β) の値は大きく異なることとなる。また、覆工打設時における変位速度を適切に評価するため、計測頻度等の調整を行うことで、覆工打設に近い時期における変位量を適切にモデル化できることがわかる。

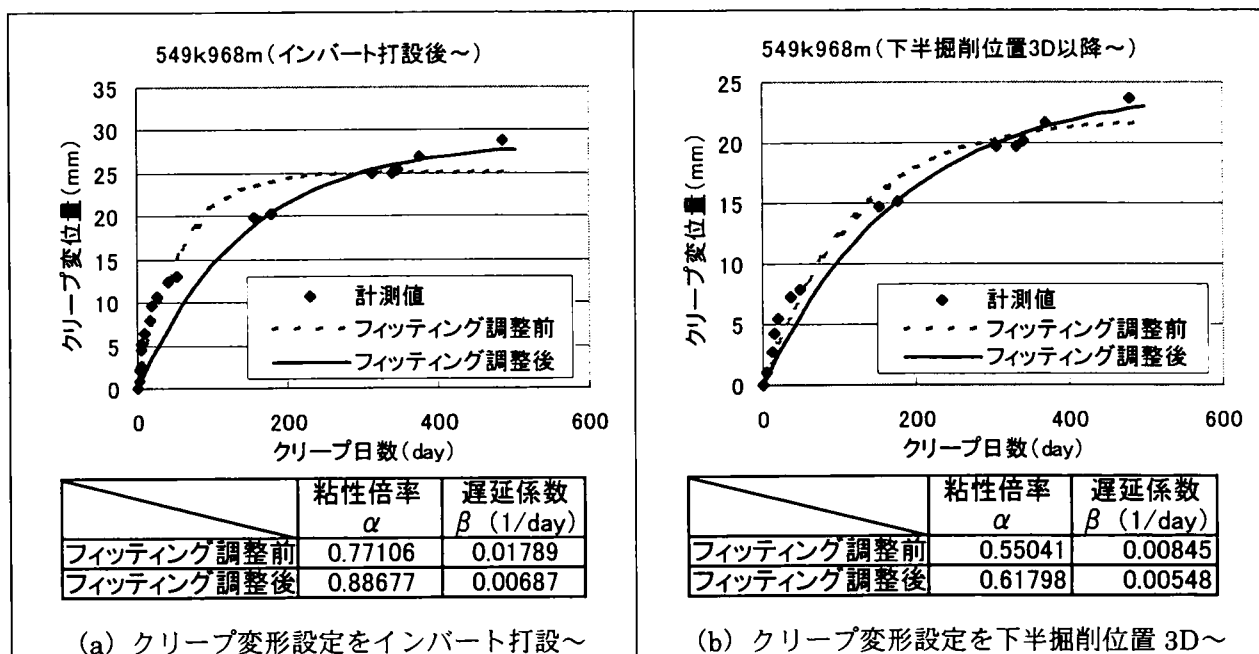
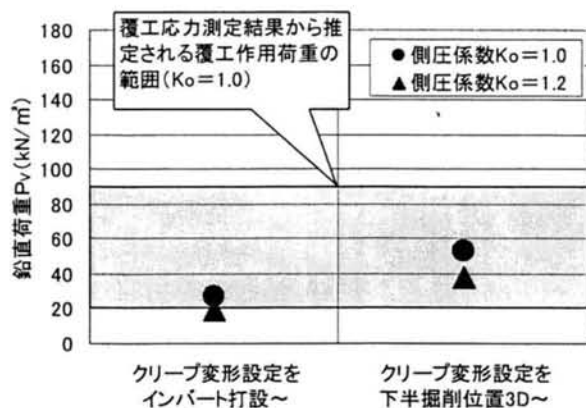
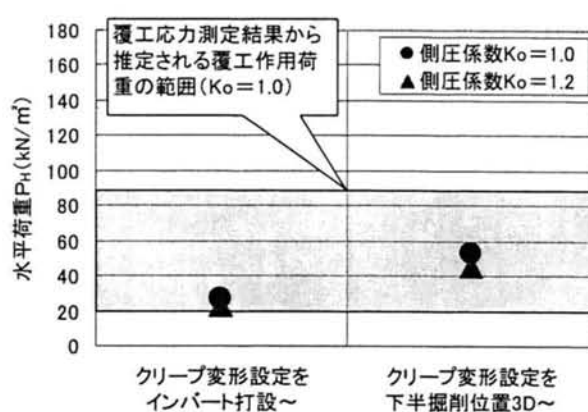


図 5.13 断面 A におけるクリープ変形の算定結果

次に、覆工に作用する荷重を検証した結果を図 5.14 に示す。このように、本提案手法にて算出した覆工作用荷重は、覆工応力測定結果から算出された覆工作用荷重と良い整合が得られた。また、下半掘削 3D 以内でインバートを施工された場合について、クリープ変形範囲を本提案手法における計算条件と異なるインバート施工後（掘削最終段階の変形量）として荷重を算出した結果は、下半掘削 3D 以降をクリープ変形範囲とした場合に比べて覆工作用荷重がより小さく算出される。したがって、下半掘削 3D 以降をクリープ変形範囲と設定した方が安全側に評価できる結果となる。



(a) 鉛直荷重 P_v の推定結果

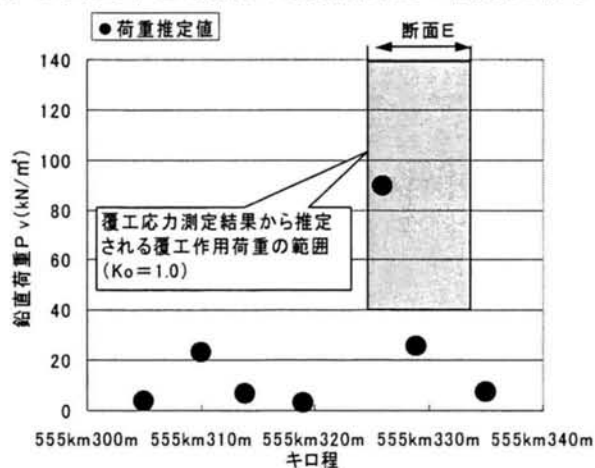


(b) 水平荷重 P_h の推定結果

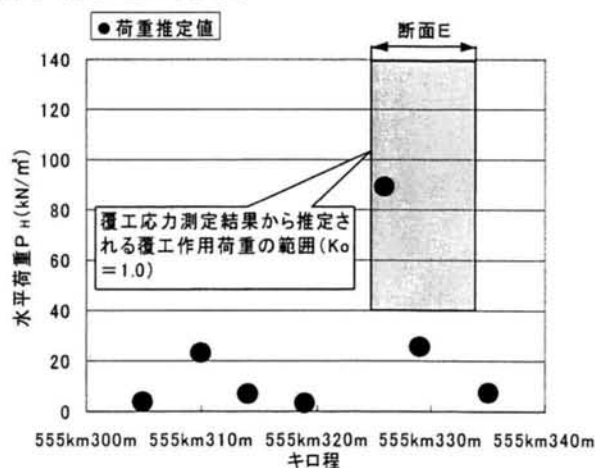
図 5.14 断面 A における覆工作用荷重推定結果

(2) キロ程毎の覆工作用荷重の検証

断面 E での覆工応力測定結果と近傍測点における内空変位データを用いて算出した覆工作用荷重推定結果を図 5.15 に示す。覆工作用荷重推定結果にはばらつきが見られ、全体に覆工応力測定結果よりもやや低めの値となっているが、実際に覆工応力を測定した覆工打設スパン内では実測値と近い値が得られた。また、図 5.16 に示すように、断面 E 近傍におけるクリープ変形の計測値を比べた場合、測点が近いにもかかわらず変位の収束状況が異なっている。したがって、覆工作用荷重の推定にあたっては、内空変位自体がキロ程毎にばらつきを示していることを十分考慮し、周辺の地山状況や変位状況と合わせて、算出された作用荷重に対する安全率を考慮した設計荷重の設定を行う必要があるといえる。



(a) 鉛直荷重 P_v の推定結果



(b) 水平荷重 P_h の推定結果

図 5.15 断面 E 近傍における覆工作用荷重推定結果

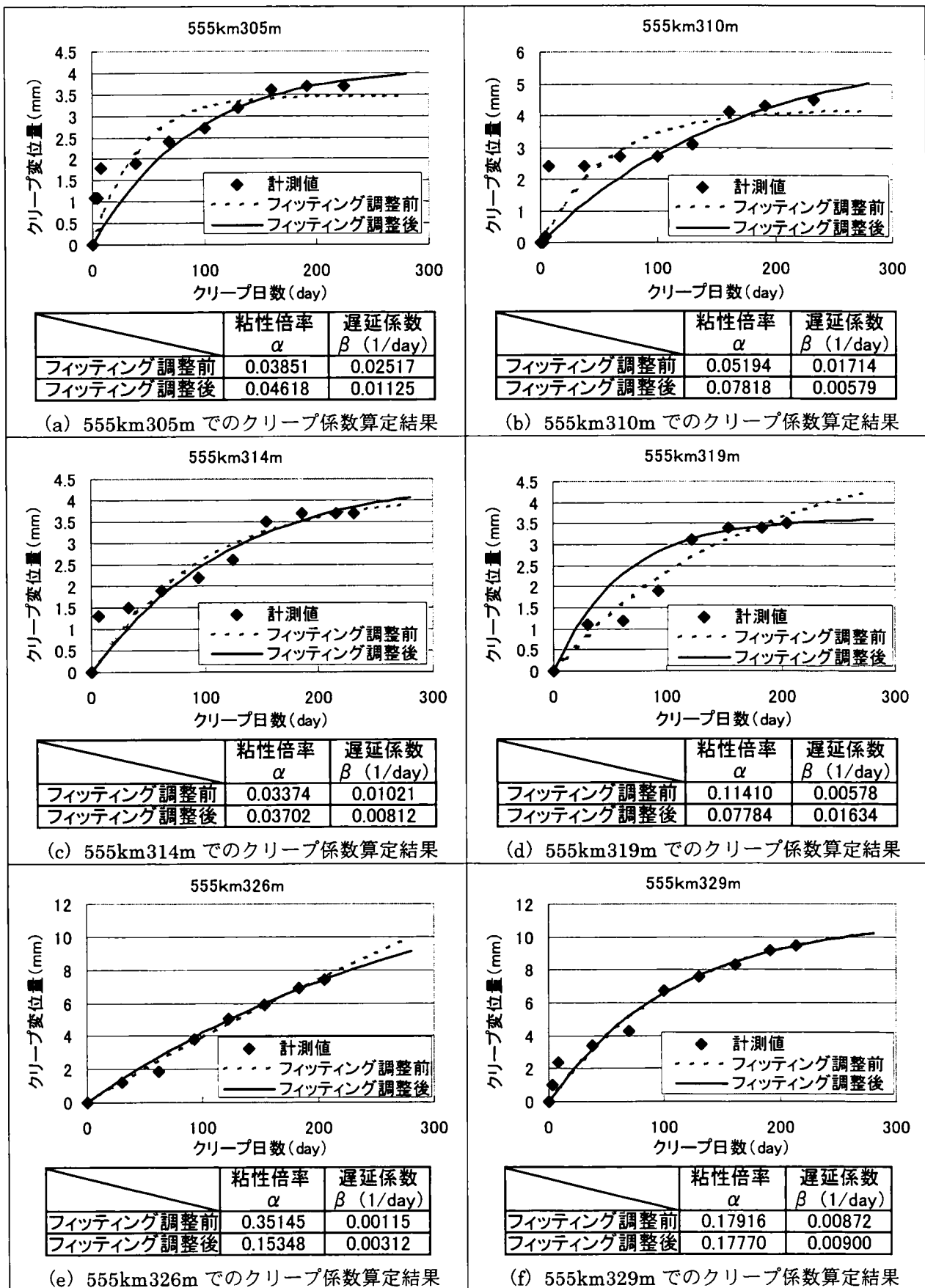


図 5.16 断面 E 近傍におけるクリープ変形の算定結果

5.3 ノモグラムを用いた簡易覆工設計法

前節において検討した手法により、内空変位計測値を用いて将来の覆工作用荷重を推定した場合、覆工の設計方法としては、骨組解析等によって覆工に生じる断面力を算定し、耐力を照査する方法が一般に用いられることとなる。

本節では、覆工作用荷重を推定した後、骨組解析等を用いずに設計をより簡易にするためのノモグラムを用いて覆工仕様（無筋コンクリート覆工の可否）を選定する方法を提案する。特にここでは、ひび割れの発生あるいは特定のひび割れ幅の開口を許容しない覆工仕様の選定法について検討する。図 5.17 に、検討の流れを示す。

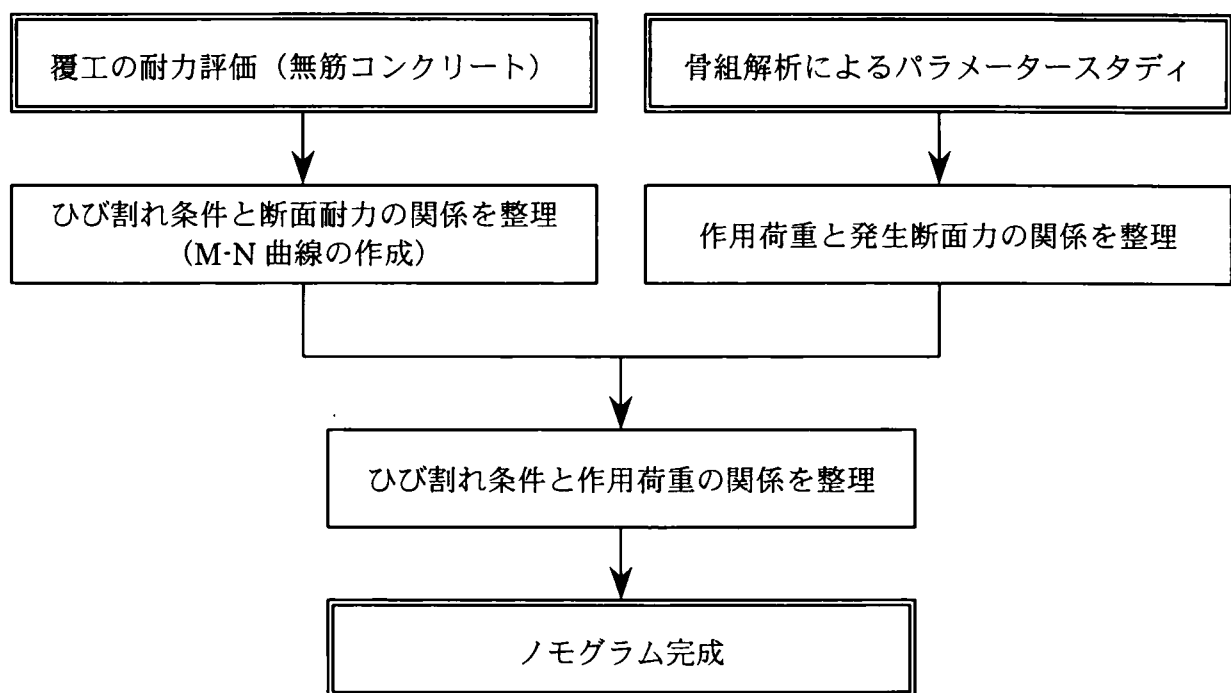


図 5.17 ノモグラム作成フロー

5.3.1 ひび割れ発生時の耐力評価

(1) 覆工耐荷力の評価方法

ひび割れ発生の判定（または所定のひび割れ幅発生の判定）を行うため、図 5.18 に示すようなひび割れ発生時の断面耐力および所定のひび割れ幅開口時の断面耐力を表す M-N 図を作成する。

M-N 図（ひび割れ判定図）の作成は、『変状トンネル対策工設計マニュアル 平成 10 年 2 月（財）鉄道総合技術研究所』⁷⁷⁾における“参考資料・4 解析に用いるコンクリートひび割れ断面モデル：松岡らの方法^{10) 11)}”に準拠して行うものとする。

以下、ひび割れ断面のモデル化方法（ひび割れ発生時およびひび割れ幅 0.2mm 開口時に対する断面耐力算出方法）を示す。ここで、ひび割れ発生時とは部材の縁応力がコンクリートの引張強度に達した時点を示し、ひび割れ幅 0.2mm 開口時とはひび割れ箇所における開口幅が 0.2mm に達した時点を示す。

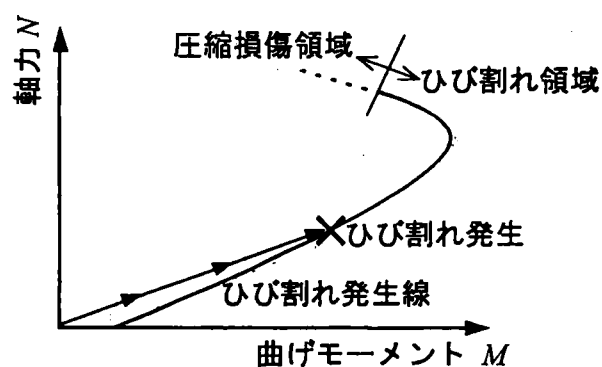


図 5.18 ひび割れ発生断面耐力図（M-N 図）の例

(2) ひび割れ断面における断面力のモデル化^{10) 11) 77)}

ひび割れ断面における断面力（覆工耐荷力）を算定するための仮定条件を以下のように設定する。

- 1) ひび割れ発生断面以外の覆工は健全であることから、ひび割れ断面に作用する断面力は部材の図心に作用するものとする。
- 2) ひび割れ間には、応力の伝達が無いものとする。
- 3) ひび割れ以外の部分は、平面保持されているものとする。
- 4) コンクリートの応力-ひずみ曲線は、図 5.19 に示す『コンクリート標準示方書』（平成 14 年、土木学会）⁷⁸⁾の二次曲線タイプに準拠する。
- 5) コンクリートは、引張強度に達した時点でひび割れが発生するものとする。

以上の仮定にしたがうと、ひび割れ断面のひずみ・応力分布は図 5.20 に示すようになる。

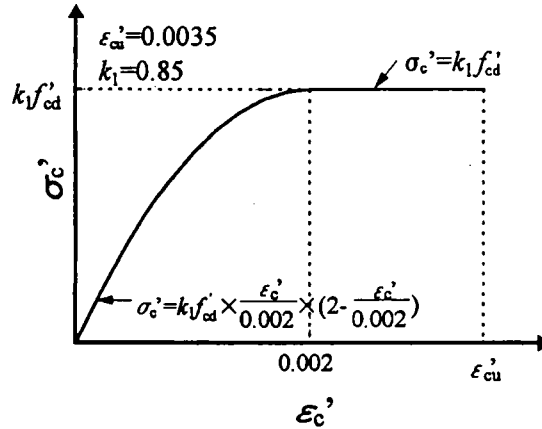


図 5.19 コンクリートの圧縮応力-ひずみ曲線

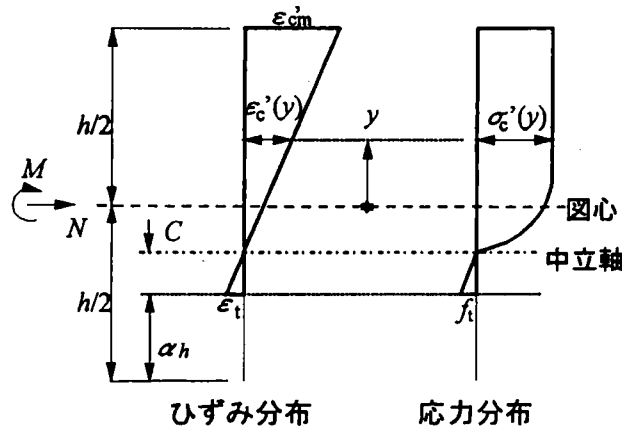


図 5.20 ひび割れ断面の応力・ひずみ分布

ここで、 f_t : 引張強度、 ε_t : 引張強度におけるひずみ量、 ε'_{cm} : 圧縮縁におけるひずみ量、 y : 図心からの距離、 $\varepsilon'_c(y)$: 図心からの距離 y におけるひずみ量、 $\sigma'_c(y)$: 図心からの距離 y における応力、 α : 部材高さに対するひび割れ深さの割合（参考文献に従うため粘性倍率と同じ文字を用いる）、 C : 引張応力が作用している部材高さ、 h : 部材高さである。ひび割れ断面におけるひずみ分布は、仮定3) から式(5.7)のように表せる。

$$\varepsilon'_c(y) = \frac{\varepsilon'_{cm}}{h - \alpha \cdot h - C} \cdot \left[y - \left(-\frac{h}{2} + \alpha \cdot h + C \right) \right] \quad \dots\dots\dots (5.7)$$

ここで、 $y = \alpha \cdot h - h/2$ のとき $\varepsilon'_c(y) = -\varepsilon_t$ であることを利用すると、式(5.7)により C は ε'_{cm} 、 α で表せる。

$$C = \frac{(h - \alpha \cdot h) \cdot \varepsilon_t}{\varepsilon_t + \varepsilon'_{cm}} \quad \dots\dots\dots (5.8)$$

また、圧縮側の応力は、ひずみ分布から式(5.9)のようになる。

$$0 \leq \varepsilon'_c(y) \leq 0.002 \text{ のとき}$$

$$\sigma_c'(y) = 2 \cdot k_1 \cdot f_{cd}' \cdot \left\{ \frac{\varepsilon_{cm}'}{0.002 \cdot (h - \alpha \cdot h - C)} \right\} \cdot \left[y - \left(-\frac{h}{2} + \alpha \cdot h + C \right) \right] - k_1 \cdot f_{cd}' \cdot \left\{ \frac{\varepsilon_{cm}'}{0.002 \cdot (h - \alpha \cdot h - C)} \right\}^2 \cdot \left[y - \left(-\frac{h}{2} + \alpha \cdot h + C \right) \right]^2 \cdots (5.9)a$$

$0.002 < \varepsilon_c'(y) \leq 0.0035$ のとき

$$\sigma_c'(y) = k_1 \cdot f_{cd}' \cdots (5.9)b$$

また、断面力は、式 (5.10) のように表せる。

$$N = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_c'(y) \cdot b \cdot dy = \int_{-h/2+\alpha \cdot h+C}^{h/2} \sigma_c'(y) \cdot b \cdot dy - \frac{1}{2} \cdot f_t \cdot C \cdot b \cdots (5.10)a$$

$$M = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_c'(y) \cdot y \cdot b \cdot dy = \int_{-h/2+\alpha \cdot h+C}^{h/2} \sigma_c'(y) \cdot \left(y + \alpha \cdot h + C - \frac{h}{2} \right) \cdot b \cdot dy - \frac{1}{2} \cdot f_t \cdot C \cdot \left(\alpha \cdot h - \frac{h}{2} + \frac{C}{3} \right) b \cdots (5.10)b$$

ここで、 N : 軸方向圧縮力、 M : 曲げモーメント、 b : 部材幅である。また、コンクリートの引張時の弾性係数 E_t については、

$$E_t = k_1 \cdot f_{cd}' / 0.001 \cdots (5.11)$$

で表せるものとした。

仮定 5) より、引張側の縁応力が引張強度に達したとき、ひび割れが発生するとする。

以上により、ひび割れ発生時の断面力 M - N の関係は、式(5.8)において条件 $\alpha = 0$ のもとで、式(5.9)、式(5.10)より求めることができる。

(3) ひび割れ断面における変形挙動のモデル化^{10) 11) 77)}

あるひび割れ幅を与える断面力 M - N の関係は、以下のようにひび割れ断面における変形挙動をモデル化することで算出する。

ひび割れ断面の変形挙動をモデル化するのに際し、図 5.21 に示すような等価塑性ヒンジ長の概念を導入し、等価塑性ヒンジ長にある部材のたわみ角はひび割れの開口によって生じるひび割れ面の回転角と等しくなると仮定する。ここで、等価塑性ヒンジ長は中立軸における長さとし、等価塑性ヒンジ端では平面保持が成り立つものとする。この仮定にしたがうと、図 5.21 より、ひび割れ開口による回転角 λ は、式(5.12)のように表せる。

$$\lambda = \frac{W}{\alpha \cdot h} \cdots (5.12)$$

ここで、 W : ひび割れ開口幅、 α : 断面高さに対するひび割れ深さの割合、 h : 断面高さである。

一方、等価塑性ヒンジ長間のたわみ角 k は両端の縁変形量から式(5.13)で表せる。

$$\frac{k}{2} = \frac{dz_1 + dz_2}{(1-\alpha) \cdot h} \quad \dots\dots\dots (5.13)$$

ここで、 dz_1 : 圧縮側の縁変形量、 dz_2 : 引張側の縁変形量である。縁変形量は等価塑性ヒンジ長から式(5.14)で表せる。

$$dz_1 = \varepsilon_{cm}' \cdot \frac{L^*}{2}, \quad dz_2 = \varepsilon_t \cdot \frac{L^*}{2} \quad \dots\dots\dots (5.14)$$

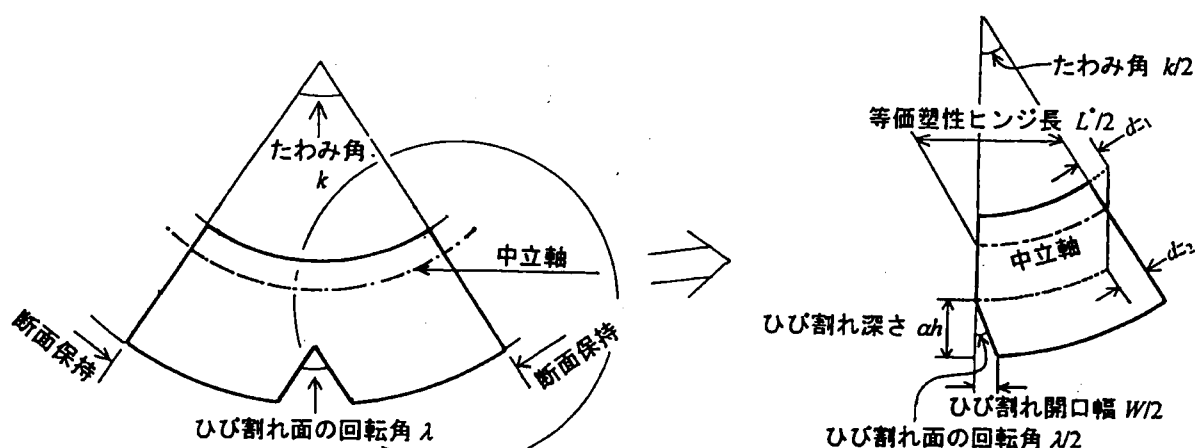


図 5.21 等価塑性ヒンジ長

ここで、 L^* : 等価塑性ヒンジ長、 ε_{cm}' : 圧縮縁のひずみ、 ε_t : 引張強度における引張ひずみである。次に、式(5.14)を式(5.13)に代入し式(5.15)を得る。

$$\frac{k}{2} = \frac{\varepsilon_{cm}' + \varepsilon_t}{(1-\alpha) \cdot h} \cdot \frac{L^*}{2} \quad \dots\dots\dots (5.15)$$

ここで、回転角 λ とたわみ角 k は仮定により等しいため、式(5.12)を式(5.15)に代入して、等価塑性ヒンジ長は式(5.16)のように表せる。

$$L^* = \frac{1-\alpha}{\alpha \cdot (\varepsilon_{cm}' + \varepsilon_t)} \cdot W \quad \dots\dots\dots (5.16)$$

一方、無筋コンクリート部材では、ひび割れが深くなるとひび割れ断面の挙動は剛体変形に近づくものと推定される。そこで、等価塑性ヒンジ長は断面高さに対するひび割れ深さの割合の関数であると考え、式(5.17)で表せると仮定する。

$$L^* = (1-\alpha) \cdot h \quad \dots\dots\dots (5.17)$$

以上のように、等価塑性ヒンジ長の概念を導入することにより、ひび割れ断面における圧縮側の縁ひずみとひび割れ開口幅は式(5.16)、式(5.17)により関係づけられ式(5.18)の

ように表せる。

$$W = \alpha \cdot (\varepsilon_{cm}' - \varepsilon_t) \cdot h \quad \dots\dots\dots (5.18)$$

以上により、ひび割れ開口幅 W を固定した場合におけるひび割れ断面における断面力 M 、 N を式(5.10)より算出することができる。

(4) 覆工耐荷力曲線 (M・N 図)

上記手法により算出した覆工巻厚 30cm、設計圧縮強度 $f_{ck}=18\text{N/mm}^2$ の無筋コンクリートにおける、ひび割れ発生時およびひび割れ幅 0.2mm 開口時の覆工耐荷力曲線 (M・N 図) を図 5.22 に示す。

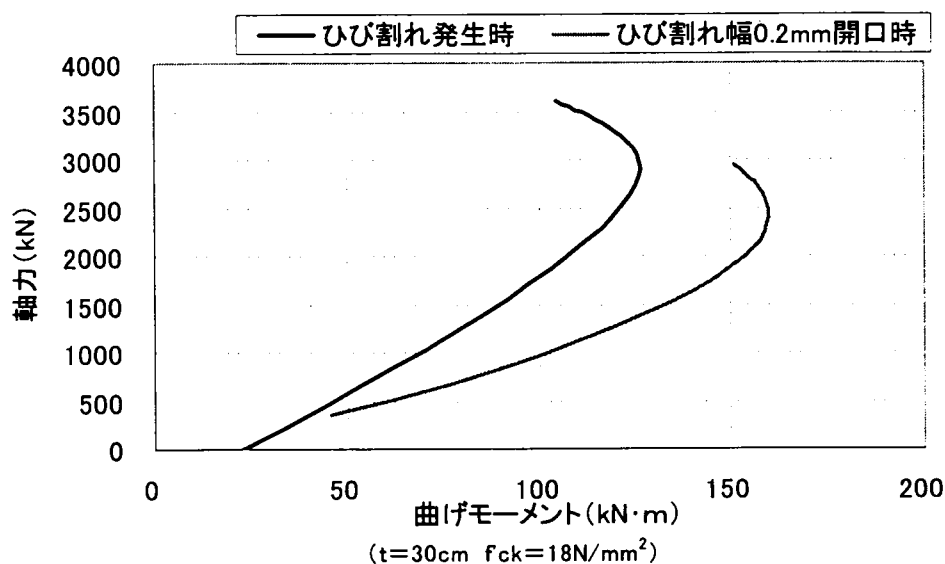


図 5.22 ひび割れ発生判定 M・N 図

5.3.2 ノモグラムの作成

地盤の変形係数、覆工に作用する荷重、側圧係数等をパラメーターとした骨組解析を行い、前節にて算出したひび割れ判定 M・N 図から各パラメーターの覆工耐荷力を求め、その結果をノモグラムとして整理する。

(1) 骨組解析条件

解析モデルは、図 5.23 に示す新幹線標準断面とする。また、骨組解析モデルは図 5.24 に示すとおりとし、覆工とインバート間の結合は曲げを拘束しないピン結合とした。これは、

覆工構造が無筋コンクリートもしくはSFRCを対象としており、インバートコンクリートとの接続は鉄筋等による剛な結合が行われていないことをモデル化したものである。

骨組解析モデルの支持条件は、部材法線方向を地盤ばねによって支持されたものとし、地盤ばねは覆工が内空側へ変形した場合には作用しないものとした。骨組解析基本条件およびパラメーター値を表 5.16に示す。

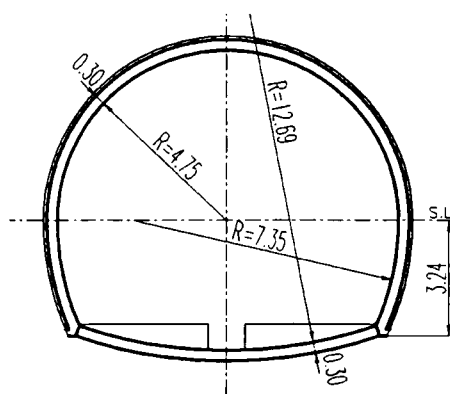


図 5.23 解析断面

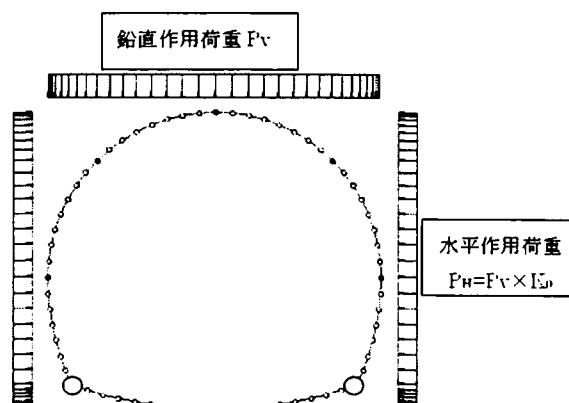


図 5.24 骨組解析モデル

表 5.16 骨組解析基本条件およびパラメーター値

	記号	単位	設定値
覆工の設計強度	f_{ck}	N/mm ²	18
覆工のヤング係数	E_c	kN/mm ²	22
地盤の変形系数	E	MPa	200, 500, 1000
覆工厚	t	cm	30
鉛直荷重	P_v	kN/m ¹	50, 100, 200, 400, 600 (換算土被りで 2.5, 5, 10, 20, 30 相当)
側圧係数	K_0	—	1.0, 1.2, 1.5

(2) 覆工耐荷力判定結果

ひび割れ発生時およびひび割れ幅 0.2mm 開口時の覆工耐荷力曲線 (M-N 図) に、骨組解析により得られる各荷重ケースの覆工断面力算出結果をプロットし、荷重変化による断面力推移線と覆工耐荷力曲線との交点よりひび割れ発生時およびひび割れ幅 0.2mm 開口時を与える荷重値を算出する。具体的にはまず、表 5.16の変形系数、側圧係数の組合せごとに鉛直荷重に対応した各節点の断面力を算出し、最大値が発生する節点（最初にひび割れが発生する箇所）を求めると図 5.25に例示するとおりになる。次に、この節点における断面力推移線と前項にて導いた覆工耐荷力曲線との交点を求め、ひび割れ発生時、およびひび割れ幅

0.2mm 開口時における荷重および断面力を算出する。図 5.26および表 5.17に最終的な荷重の算出結果を示し、図 5.27～図 5.29に荷重を求めるための各ケースにおける覆工耐荷力判定図を示す。なお、各ケースとも最初にひび割れが発生する箇所は側壁部となった。図 5.26に示すように、地山の変形係数が大きいほど地盤反力が大きくなるため、アーチ構造物としての覆工耐荷力が大きくなる傾向が見られる。また、ひび割れ発生時の耐荷力は地山の変形係数が 500MPa 以上になるとそれほど大きな違いは見られない。さらに、ひび割れ幅 0.2mm 開口時の耐荷力については、ひび割れ発生時に比べて地山の変形係数の影響をより大きく受ける傾向が見られる。

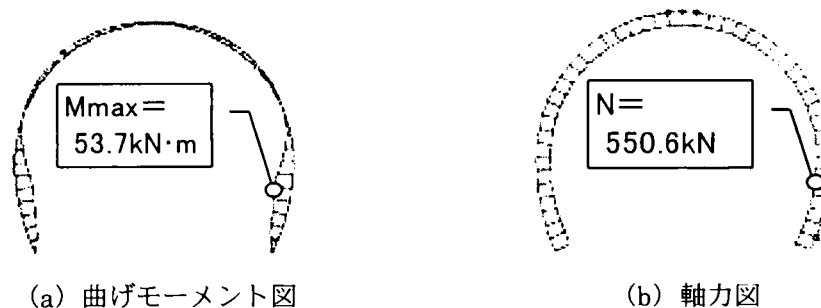


図 5.25 ひび割れ発生箇所の断面力算出例 ($E=200\text{MPa}$, $K_0=1.0$, $P_v=100\text{kN/m}^2$)

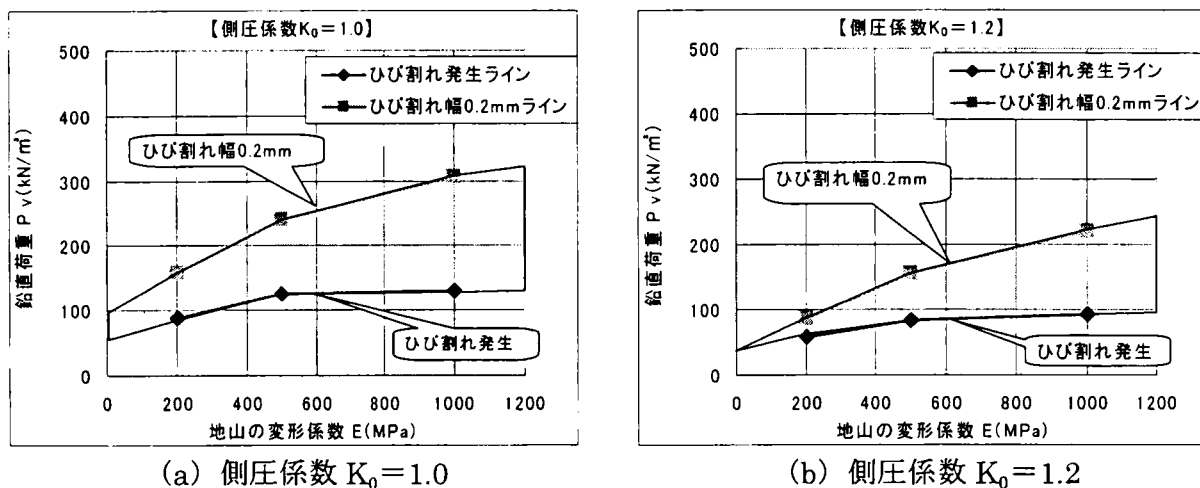


図 5.26 地山変形係数と覆工耐荷力の関係

表 5.17 各条件における覆工耐荷力算出結果 (P_v) 一覧表

	側圧係数 K_0	地山の変形係数 E (MPa)		
		200	500	1000
ひび割れ発生時	1.0	88.8kN/m ²	125.6kN/m ²	130.4kN/m ²
	1.2	58.3kN/m ²	83.8kN/m ²	94.2kN/m ²
	1.5	40.5kN/m ²	53.7kN/m ²	66.6kN/m ²
ひび割れ幅0.2mm開口時	1.0	159.8kN/m ²	241.4kN/m ²	307.2kN/m ²
	1.2	85.6kN/m ²	156.9kN/m ²	222.1kN/m ²
	1.5	47.2kN/m ²	104.4kN/m ²	153.6kN/m ²

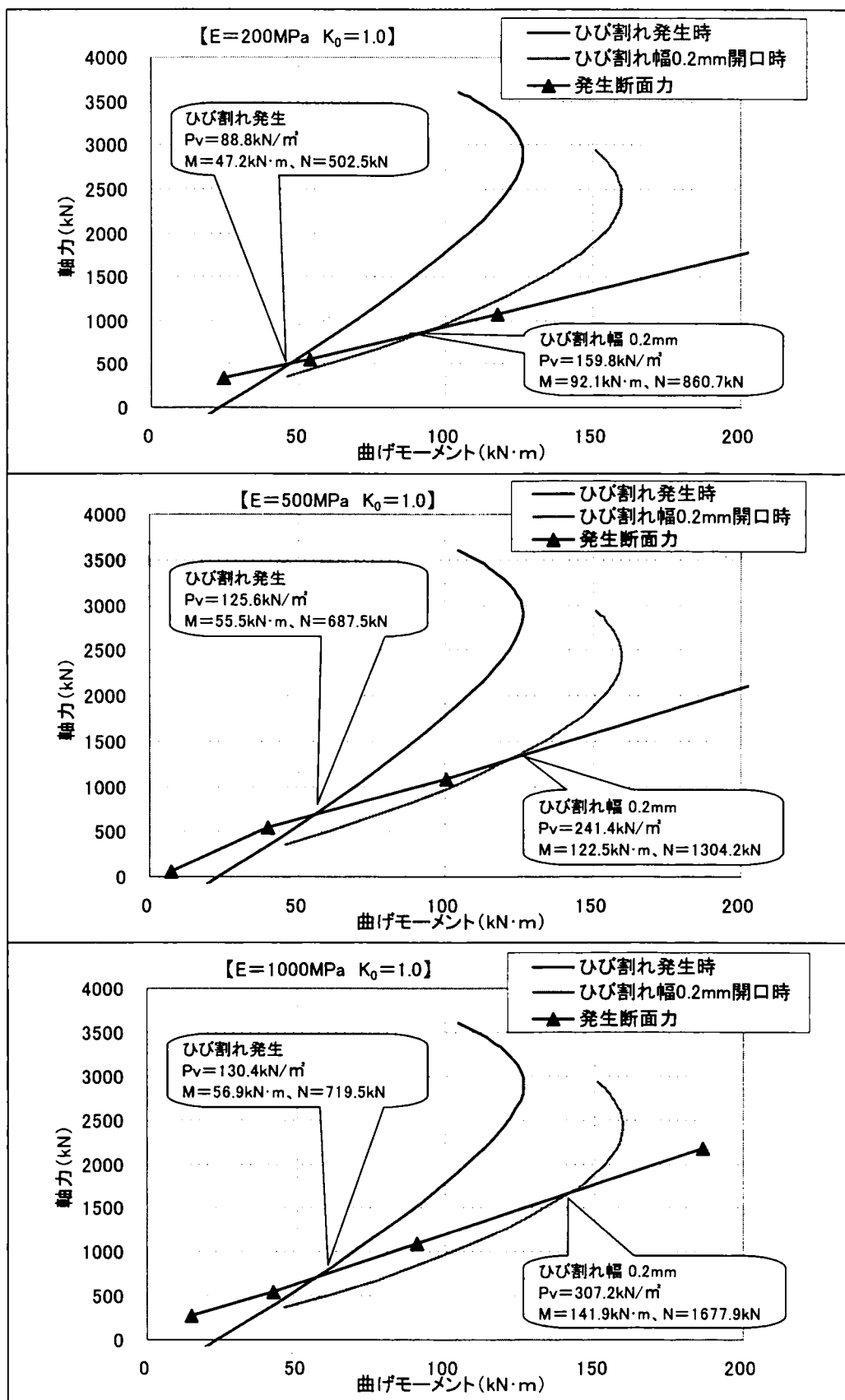


図 5.27 覆工耐荷力判定結果 ($K_0=1.0$ の場合)

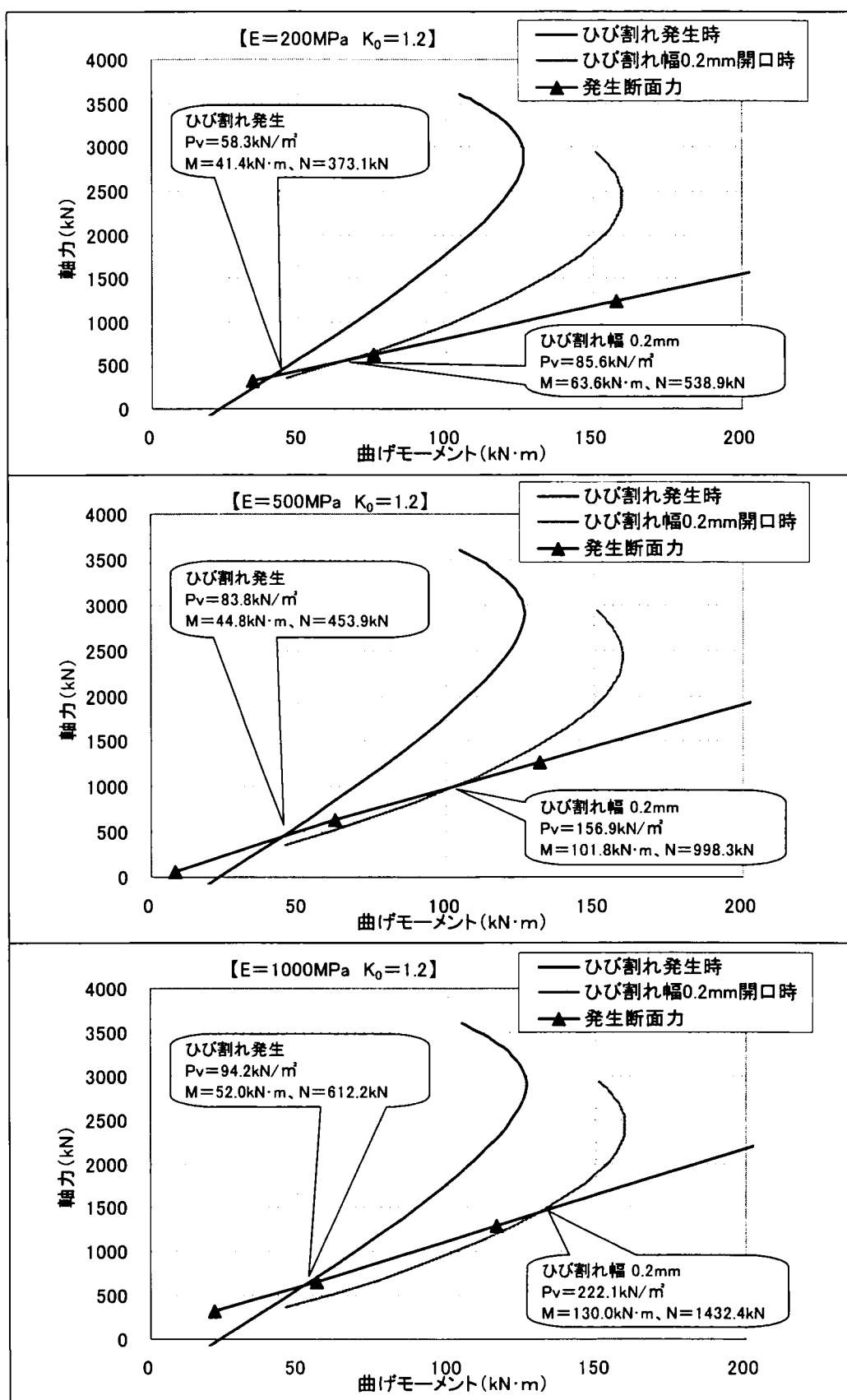


図 5.28 覆工耐荷力判定結果 ($K_0 = 1.2$ の場合)

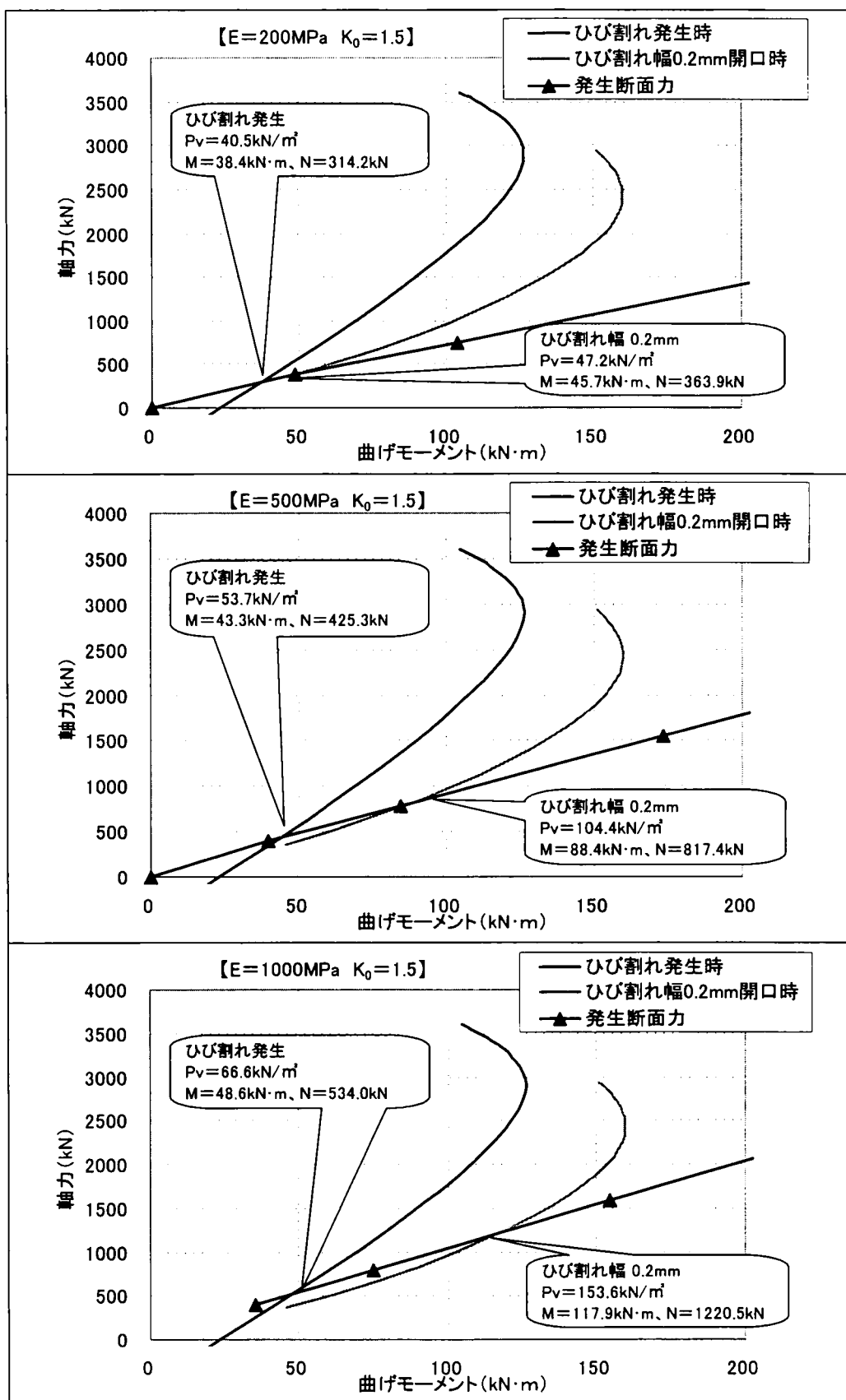


図 5.29 覆工耐荷力判定結果 ($K_0 = 1.5$ の場合)

(3) 荷重推定結果による覆工仕様判定ノモグラム

無筋コンクリート覆工の耐力評価および骨組解析によるパラメータスタディの結果により、ひび割れ発生時およびひび割れ幅 0.2mm 開口時の境界荷重をそれぞれ設定し、覆工作用荷重算出後に骨組解析等を行うことなく覆工仕様判定ができるようなノモグラム⁴¹⁾を作成する。

ノモグラムについては、骨組解析による覆工耐荷力判定結果に基づき、以下の方針にて作成する。

- 1) 無筋コンクリートの可否の判定は、無筋コンクリートの引張強度が非常に小さく、鉄筋コンクリートおよび SFRC のようなひび割れ後のじん性があまり期待できない部材であることから、ひび割れ発生時を考慮したものとする。なお、参考としてひび割れ幅 0.2mm 開口時も記載する。
- 2) 地山の変形係数が覆工耐荷力に与える影響に比べて、側圧係数が覆工耐荷力に与える影響の方が大きいことから、側圧係数と鉛直荷重を軸としたノモグラムとする。

図 5.30 に覆工仕様判定ノモグラムを示す。

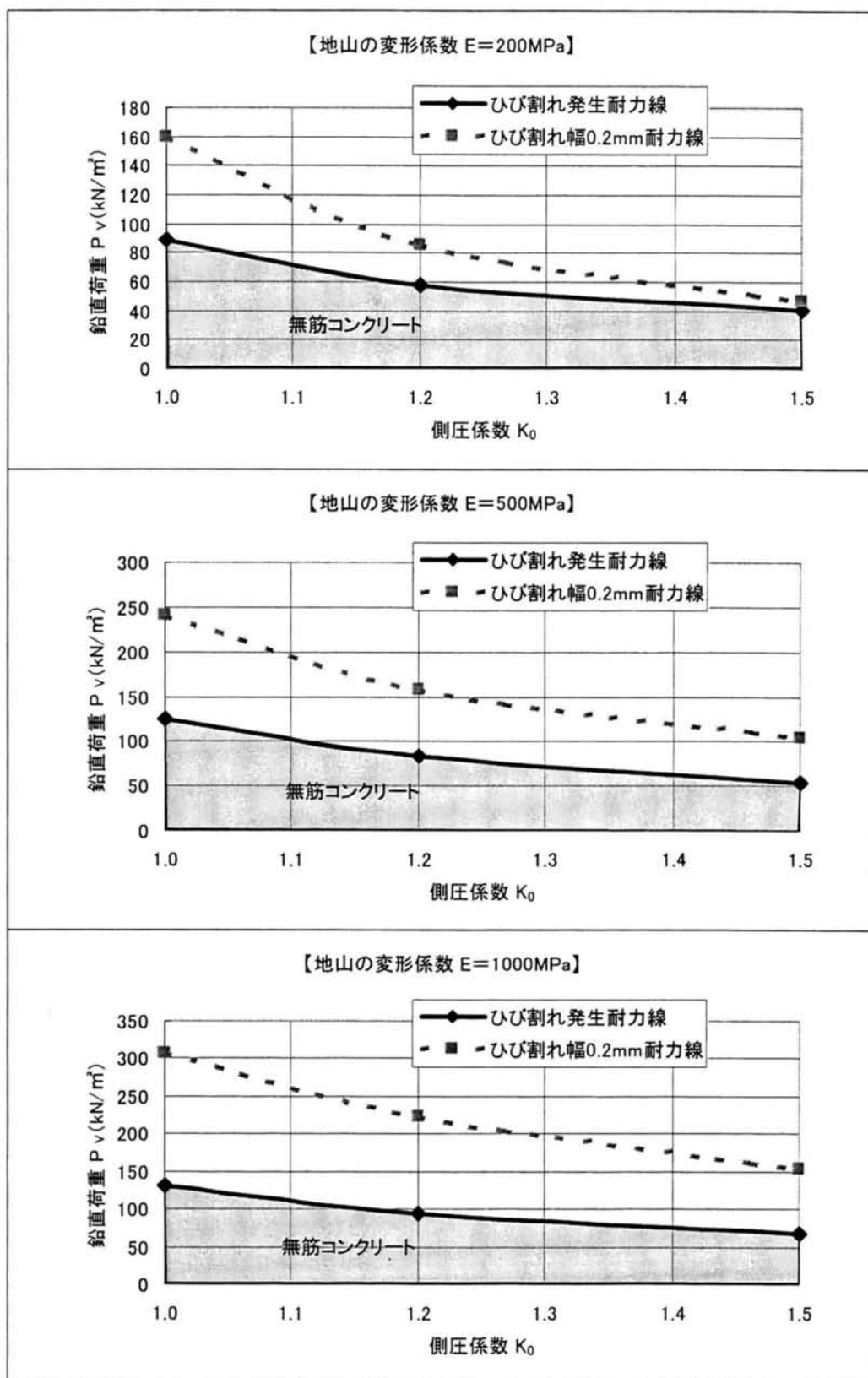


図 5.30 荷重推定結果による覆工仕様判定ノモグラム

5.3.3 荷重推定による簡易覆工設計法

(1) 荷重推定による簡易覆工設計手順

荷重推定による簡易覆工設計手順を図 5.31 に示す。

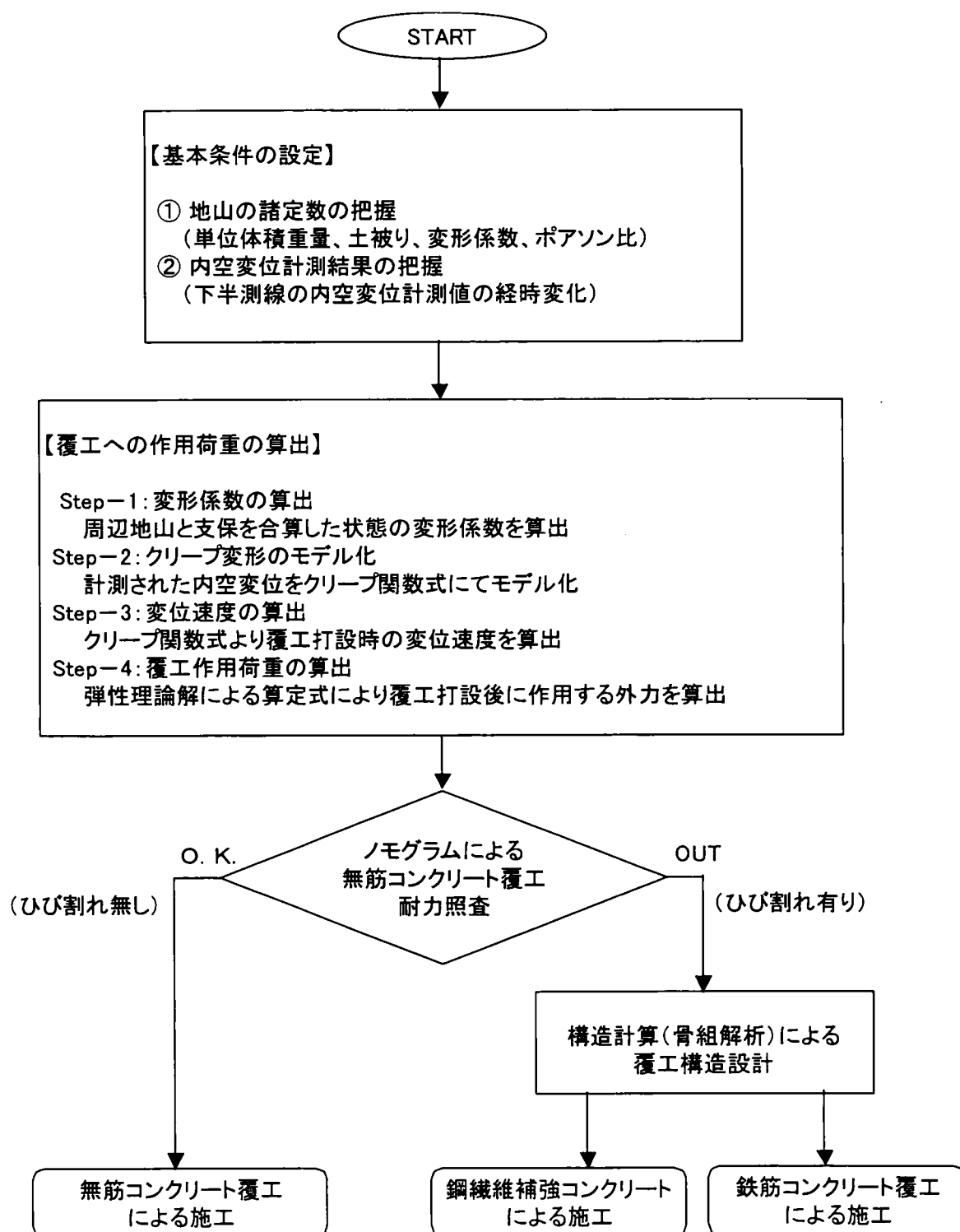


図 5.31 荷重推定による簡易覆工設計法（無筋覆工耐力照査）フロー

(2) 荷重推定判定に用いる補正係数

内空変位測定値から推定した覆工作用荷重による覆工仕様判定を行う場合には、

- 1) ノモグラムにて算出される覆工耐荷力には安全率が考慮されていない。
- 2) 内空変位計測値はキロ程毎にばらつきを示しており、推定される覆工作用荷重についてもばらつきが生じるため、それらを考慮する必要がある。
- 3) 内空変位計測値からの覆工作用荷重推定値は、全体に低めの値を示す傾向が見られることから、算出された覆工作用荷重に対して安全率（補正係数）を乗じたものを設計荷重として、覆工設計を行う必要がある。

したがって、既述「5.2.5 実測データを用いた検証結果」による検証結果から、表 5.18 および図 5.32 に示すように、内空変位測定値から推定した覆工作用荷重に対して、補正係数を 5.5 として覆工仕様の判定を行うものとする。

表 5.18 荷重推定結果による補正係数（安全率）の算定

	断面A (549km968m)	断面E (555km330m)
覆工応力から推定される荷重の範囲(P_v)	20 ~ 90 kN/m^2	40 ~ 140 kN/m^2
内空変位計測値から算出される荷重(P_v)	26.7 ~ 53.2 kN/m^2	25.4 ~ 89.3 kN/m^2
補正係数(安全率)	3.4	5.5

※ 覆工応力から推定される荷重の最大値を満足させるように荷重推定結果を補正

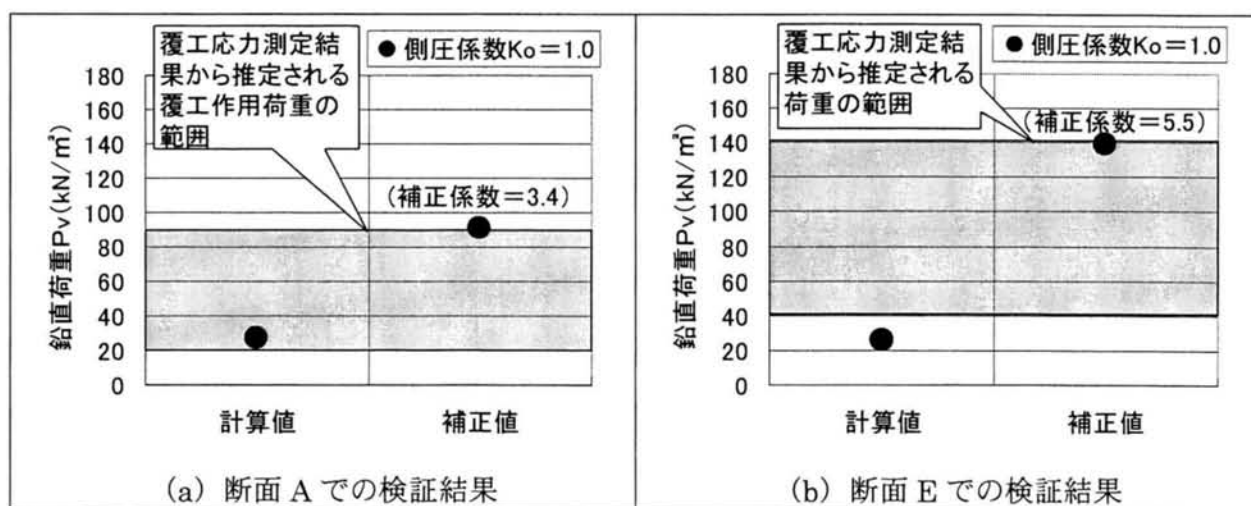


図 5.32 覆工作用荷重の計算値と補正值

(3) ノモグラムによる設計法の検証

ノモグラムを用いて、断面 A (549km968m) および断面 E (555km330m) 付近の荷重推定結果により覆工仕様の判定（無筋覆工耐力照査）を行った結果を図 5.33に示す。なお、ノモグラムは当該地山の変形係数から $E=500\text{MPa}$ のものを使用し、荷重の推定は側圧係数 K_0 を 1.0 とした場合と 1.2 とした場合の両方について計算した。

断面 A では、無筋コンクリートによる覆工ではひび割れ幅 0.2mm 以上のひび割れが入る結果となり、SFRC にて施工された現場の選定結果と整合が取れている。

断面 E では、近傍測点の内空変位計測結果を用いて数測点での荷重推定を行ったが、内空変位計測値に対してキロ程毎のばらつきが見られるため、一部無筋コンクリートによる覆工を選定する結果となった。ただし、全体として無筋コンクリートでは覆工にひび割れが入る結果が得られており、SFRC にて施工された現場の選定結果と整合が取れている。

以上より、内空変位測定値から推定した覆工作用荷重による覆工仕様判定を行う場合、地山状況や変位状況に応じて適切に検討区間長を設定して覆工仕様判定を行うことで、本手法を適用することは十分可能であるといえる。

表 5.19 内空変位測定値からの覆工作用荷重と設計荷重

		荷重推定値 $P_V(\text{kN/m}^2)$		補正係数	設計荷重 $P_{Vd}(\text{kN/m}^2)$		備考
		$K_0=1.0$	$K_0=1.2$		$K_0=1.0$	$K_0=1.2$	
断面A	549km968m	53.2	38.2	5.5	292.6	210.1	応力測定断面
断面E	555km326m	89.3	64.2	5.5	491.2	353.1	応力測定断面
	555km329m	25.4	18.2	5.5	139.7	100.1	

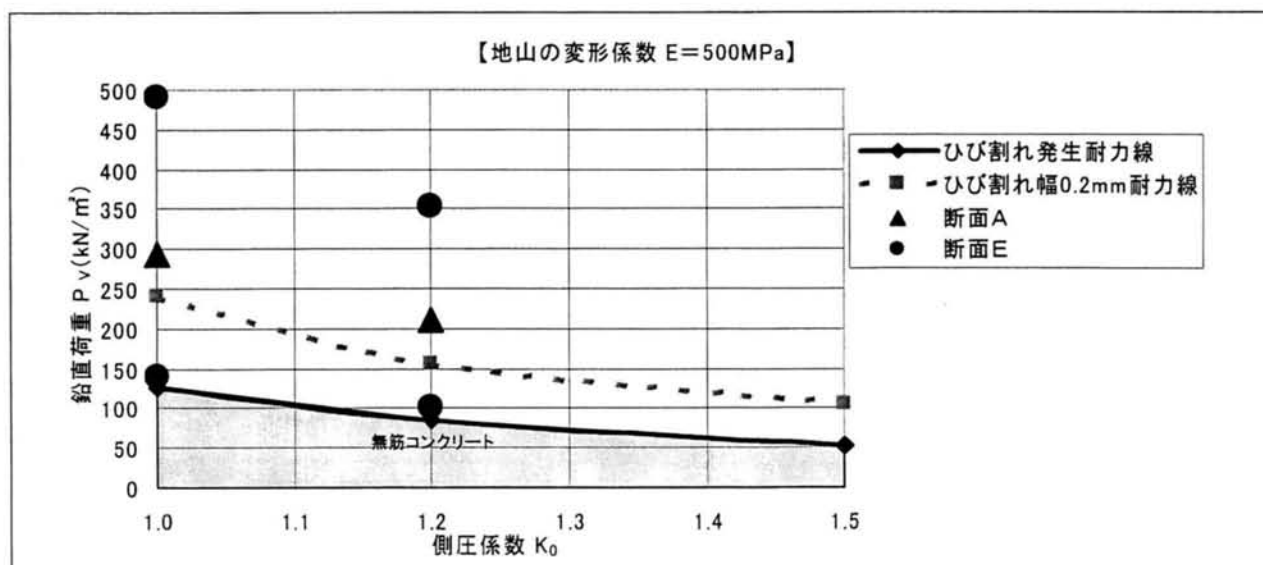


図 5.33 ノモグラムによる無筋覆工耐力照査（覆工仕様選定）結果図

5.4 まとめ

膨張性を呈したトンネルにおける測定結果を用い、応力測定結果に基づく覆工への作用荷重の推定および内空変位計測データをもとに弾性理論解を用いた荷重の推定方法について検討した。また、覆工作用荷重を推定した後、骨組解析等を用いずに設計をより簡易にするためのノモグラムを用いて覆工仕様（無筋コンクリート覆工の可否）を選定する方法を検討した。検討結果をまとめると以下ようになる。

- 1) 覆工応力測定結果から、覆工に作用する膨張性地山からの荷重形態（側圧係数）は、鉛直荷重よりも側方荷重の方がやや大きくなる傾向が見られ、その値は側圧係数 $K_0=1.0\sim 1.2$ と評価される。
- 2) 覆工応力測定結果から、覆工作用荷重は $P_v=10\sim 190\text{kN/m}^2$ （換算土被り $0.1\sim 1.0D$ ）程度であった。
- 3) 登坂らの研究⁴²⁾に一部修正を加えた内空変位から荷重を推定する手法では、下半測線の内空変位をクリープ関数式により適切にモデル化することで、精度良く作用荷重を推定することができた。
- 4) クリープ関数式を用いる場合には、クリープ変形時における適用データの計測頻度を一定とし、特に覆工打設時期における整合を図る必要がある。
- 5) 覆工作用荷重の推定にあたっては、内空変位自体がキロ程毎にばらつきを示していることと荷重推定値が低めの値を示す傾向が見られることから、実際の施工に反映させる場合には土被りや地質状況、内空変位等を考慮したうえで設計範囲を設定し、作用荷重に対する安全率等を考慮した設計を行う必要がある。
- 6) ひび割れ断面をモデル化する既往手法^{10) 11) 77)}により、ひび割れ発生時およびひび割れ幅 0.2mm 開口時の無筋コンクリートの耐力評価を行い、覆工作用荷重の境界値を設定することにより、無筋コンクリート覆工の可否を判定する簡易判定ノモグラムを作成した。
- 7) 内空変位測定値から推定した覆工作用荷重に対して、計測結果のばらつきや安全率確保の観点から補正係数 5.5 を乗じた値を設計荷重とすることで、適切に覆工耐力を評価することができた。

本章で検証を行ったトンネルは、トンネル掘削から覆工打設までの期間が長期に及んだため、覆工打設時の変位速度自体が小さく、推定荷重自体も換算土被りで $1D$ 以下と膨張性地

山としては小さいものとなっている。今後は、早期に覆工を打設した場合のトンネルにおけるデータの収集等を行い、更なる検証を進めていく必要がある。

第6章 覆工設計法の提案

6.1 覆工仕様選定手法の理論的検証

第3章～第5章までの検討においては、異なった考え方による3種類の独立した設計法を導き出した。第3章では、覆工のひび割れ発生状況について分析し、外力作用によるひび割れを抑止するための覆工仕様選定手法として、判別式による方法を検討した。第4章では、掘削時に得られる様々なデータと覆工施工実績を多変量解析により分析し、適切な施工実績にもとづく覆工仕様選定手法として、判別式による方法を検討した。第5章では、内空変位計測値から覆工作用外力を算出し、覆工作用外力と覆工耐荷力の関係から求められる覆工仕様選定ノモグラムを用いた覆工仕様選定手法を検討した。

本節では、これら3つの手法を用いて、岩手一戸トンネル(一戸工区)の実施工において得られたデータを用いて覆工仕様の選定を行い、その結果の相互対比を行う。特に第5章において導いた理論的な設計法によって、第3章および第4章で得られた判別式の妥当性を検証することを目的とする。

6.1.1 検証区間

各覆工仕様選定手法の検証を行ううえで必要となるデータが全てそろっている岩手一戸トンネル(一戸工区)のうち、膨張性地質を有していないうえ、健全な無筋コンクリート覆工の区間が連続した範囲を除いた区間、552k557m～555k377mの連続した延長約2,800mを検証区間(無筋コンクリート49スパン、SFRC36スパン、単鉄筋補強コンクリート12スパン)として検証を行う。

6.1.2 各覆工仕様選定手法の概要

手法1) 外力作用によるひび割れを抑止するための覆工仕様選定手法(判別式)

第3章における検討では、外力作用によるひび割れを抑止するための覆工仕様選定手法を導いた。この手法は、ひび割れの発生が覆工への作用荷重により引き起こされているという考えにもとづき、無筋コンクリート覆工に対して側壁部にトンネル縦断方向に発生するひび割れの発生を判別することが可能となっている。さらに手法の大きな特徴としては、未収束変位に伴う短期残留荷重を表現する覆工打設時変位速度と地山の塑性化領域の拡大に起因すると

考えられる長期残留荷重が表現する最終変位量、インバート閉合後変位量を代入することによって決定される選定法となっていることである。下記にこの手法における覆工仕様選定のための判別式を再度示す。判定のために必要なデータとしては上半測線最終変位量、下半測線のインバート閉合後変位量、覆工打設直前の上半測線変位速度である。

$$Z=0.0436 \times A + 0.6649 \times B + 21.0795 \times C - 4.7922$$

Z : 判別得点

(正值→ひび割れ発生(無筋コンクリートは不適))

(負値→ひび割れ無し(無筋コンクリート))

A : 上半測線の最終変位量(mm)

B : 下半測線のインバート閉合後変位量(mm)

C : 覆工打設直前の上半測線変位速度(mm/日)

手法 2) 適切な施工実績にもとづく覆工仕様選定手法(判別式)

第 4 章における検討では、ひび割れ密度を精度良く推定し、その予測値が 0.3 本/m 以上の場合に SFRC を採用してひび割れの発生量を抑制できている実績を適切な施工と位置付けて覆工仕様の選定実績から導かれた判別式である。下記にこの手法における覆工仕様選定のための判別式を再度示す。判定のために必要となるデータは土被り、地山強度比、一次支保耐力、天端沈下量、インバート打設後上半測線変位量、覆工打設前の 3 ヶ月間変位量(下半測線)である。

$$\begin{aligned} Z = & 0.015 \times [\text{土被り}] - 0.013 \times [\text{地山強度比}] + 0.034 \times [\text{一次支保耐力}] \\ & + 0.011 \times [\text{天端沈下量}] + 0.156 \times [\text{インバート打設後上半測線変位量}] \\ & + 1.059 \times [\text{覆工打設前の 3 ヶ月間変位量(下半測線)}] - 2.851 \end{aligned}$$

Z : 判別得点(正值→SFRC、負値→無筋コンクリート)

手法 3) 内空変位から算出した推定荷重とひび割れ発生時の耐力評価によるノモグラムを用いた覆工仕様選定手法(荷重算出式+ノモグラム)

第 5 章における検討では、まず、内空変位計測値の経時変化をもとに理論解析手法により覆工作用外力を算出し、次にこの作用外力に対して補正係数を乗じたものを設計荷重とし、設計荷重を覆工耐荷力から求められるひび割れを許容しないノモグラムにプロットすることで覆

工仕様の選定手法(無筋コンクリート覆工の可否)を導いた。

なお、荷重推定手法は、覆工打設によって拘束されるトンネル変位量に相当する荷重を算定する手法であることから、覆工打設時点においてトンネル変形が収束している場合(覆工打設時変位速度が得られない場合)には荷重を推定することができない。ここでは、覆工打設時変位速度が0.1mm/月以下の場合には変位が収束しているものとみなして、本手法の適用外として判定する。必要なデータは下半測線の内空変位の経時変化データである。

6.1.3 各覆工仕様選定手法の検証結果

各手法による覆工仕様選定を前項の計算により行った判定結果を表 6.1 に示す。この結果、まず、手法 1 の場合、全 97 スパン中、「無筋コンクリート」と判別されたのは 40 スパン、「無筋コンクリートは不可」と判別されたのは 57 スパンとなった。ひび割れ抑止を前提とした判定にもかかわらず、覆工の施工実績と非常に近い結果となった。逆に手法 2 の場合、施工実績にもとづく結果ではあるが、「SFRC」と選定されたスパンが 65 スパン、「無筋コンクリート」と選定されたスパンは 32 スパンとなり、手法 1 に対して安全側の設計となる。この理由としては、手法 2 の判別式を求める際、ひび割れ密度が 0.3 本/m 以上の無筋コンクリートスパンはデータから除外したことから、「SFRC」が選ばれやすい安全側の判別式となっていると考えられる。最後に手法 3 については、97 スパン中、判定が可能となったのは 5 スパンのみとなった。これは覆工打設時に変位が収束している場合には、荷重の推定値が 0 に近くなってしまうため、適用できないということが理由となっている。ただし、覆工打設時の変位速度が 0.1mm/月を越えている場合のこの 5 スパンに対しては、手法 1、手法 2 と結果が一致しており、実績をもとに統計的に導かれた手法が理論的な手法により検証がなされたと判断できる。

このように、3 つの覆工仕様の選定手法について、実施工データを用いて試設計を行い、その結果を対比検証した。その結果、手法ごとの特徴が明確になり、また、各手法とも実際の設計法として実用性を満足するものであることが確認できた。これらの検証結果を踏まえ、手法ごとの適用性について考察を加える。

まず手法 1 については無筋コンクリート区間における外力作用によるひび割れの発生有無を、掘削中の変位状況により表現することのできる判別式である。施工実績との対比においては非常に一致しており、また、この式を SFRC 区間において適用した検証結果においても

良い整合が得られたため、全ての区間において適用が可能である。実用に向けての今後の課題として、得られた判別式が他トンネルにもそのまま使用できるのか、トンネル(地山条件)に固有のものかの立証が必要である。

手法 2 は、施工実績を正しいものとしてその選択結果(無筋コンクリートか SFRC)を、地質、地形、施工状況および掘削中の変位状況により表現することのできる判別式である。SFRC での施工実績を正しかったものとしており、本来無筋コンクリートで問題がない部分に対して SFRC と判定してしまう可能性がある。しかしながら手法 1 および施工実績との検証においてよい整合が得られたため、手法 1 と同様、全ての区間において適用が可能である。実用に向けての課題は、手法 1 と同様である。

手法 3 では内空変位特性から理論解析手法により覆工への作用荷重を算出し、その荷重をひび割れを許容しない覆工仕様選定ノモグラムに当てはめて判定する。覆工により抑制された変位量に相当する荷重を算出する方法であるため、覆工打設時の変位がほとんど収束している区間では荷重を推定することができず、判定が不可能となる。したがって、その適用範囲は覆工打設時に変位が収束していない区間に限定される。この手法の考え方は弾性理論解や骨組解析手法にもとづいた理論的な手法であり、トンネルごとに相違が無く、普遍性を有しているため、他トンネルへの適用が可能と考えられる。

これらの適用性を総合的に判断すると、手法 3 では変位がほぼ収束した状態では荷重を評価できないが、変位が収束していない場合には適切に荷重が評価され、判定結果は手法 1、手法 2 の判定結果を検証するものとなっている。そのためこの検証結果にもとづき、手法 1、手法 2 の判別式による簡便な手法により無筋コンクリートでの可否の判断を行う覆工設計方法が最良の手法と位置付ける。ただし、覆工打設時に変位が収束しておらず、ある程度大きい荷重の作用が想定されるような場合には、手法 3 のうち、荷重推定までの手法を用いて作用荷重を算定し、構造計算により設計を行うものとする。

次節において設計法の提案を行う。

表 6.1 覆工構造の判定結果一覧表(1/2)

キロ程	覆工構造の判定結果				覆工打設時 変位速度 >0.1mm/月	ひび割れ実績	
	手法1	手法2	手法3	実績		0.2mm以上	0.6mm以上
552km557m	無筋	無筋	—	無筋	—	0	0
552km606m	無筋	無筋	—	無筋	—	横断方向	横断方向
552km645m	無筋	無筋	—	無筋	—	横断方向	0
552km710m	無筋	無筋	—	無筋	—	0	0
552km750m	無筋	無筋	—	無筋	—	側壁部	側壁部
552km805m	無筋	無筋	—	無筋	—	側壁部	0
552km860m	無筋	無筋	—	無筋	—	0	0
552km900m	無筋	無筋	—	無筋	—	0	0
552km946m	無筋	無筋	—	無筋	—	横断方向	横断方向
552km985m	無筋	SFRC	—	無筋	—	天端部	天端部
553km000m	無筋不可	SFRC	—	SFRC	—	天端部	0
553km013m	無筋不可	SFRC	—	SFRC	—	天端部	0
553km030m	無筋	SFRC	—	無筋	—	0	0
553km051m	無筋	SFRC	—	無筋	—	0	0
553km092m	無筋不可	SFRC	—	SFRC	—	0	0
553km111m	無筋不可	SFRC	—	鉄筋	—	横断方向	0
553km128m	無筋不可	SFRC	—	SFRC	—	0	0
553km136m	無筋不可	SFRC	—	SFRC	—	側壁部	0
553km154m	無筋不可	SFRC	—	無筋	—	天端部	天端部
553km172m	無筋不可	SFRC	—	SFRC	—	0	0
553km189m	無筋不可	SFRC	—	SFRC	—	0	0
553km205m	無筋不可	SFRC	—	鉄筋	—	0	0
553km221m	無筋	SFRC	—	無筋	—	0	0
553km250m	無筋	SFRC	—	無筋	—	0	0
553km287m	無筋	SFRC	—	無筋	—	0	0
553km293m	無筋不可	SFRC	—	SFRC	—	0	0
553km304m	無筋不可	SFRC	—	SFRC	—	0	0
553km307m	無筋不可	SFRC	—	SFRC	—	0	0
553km323m	無筋不可	SFRC	—	SFRC	—	0	0
553km341m	無筋	SFRC	—	無筋	—	0	0
553km380m	無筋	SFRC	—	無筋	—	0	0
553km400m	無筋不可	SFRC	—	SFRC	—	天端部	天端部
553km417m	無筋不可	SFRC	—	SFRC	—	0	0
553km435m	無筋不可	SFRC	—	SFRC	—	0	0
553km456m	無筋不可	SFRC	—	SFRC	—	0	0
553km476m	無筋	SFRC	—	SFRC	—	0	0
553km498m	無筋	SFRC	—	無筋	—	天端部	天端部
553km545m	無筋	SFRC	—	無筋	—	0	0
553km599m	無筋	無筋	—	無筋	—	横断方向	0
553km660m	無筋	無筋	—	無筋	—	0	0
553km701m	無筋	無筋	—	無筋	—	0	0
553km721m	無筋	無筋	—	無筋	—	0	0
553km732m	無筋不可	SFRC	—	SFRC	—	0	0
553km752m	無筋不可	無筋	—	無筋	—	0	0
553km773m	無筋不可	無筋	—	無筋	—	0	0
553km789m	無筋不可	SFRC	—	SFRC	—	0	0
553km804m	無筋不可	SFRC	—	SFRC	—	0	0
553km821m	無筋不可	SFRC	—	SFRC	—	0	0
553km841m	無筋不可	SFRC	—	SFRC	—	0	0
553km860m	無筋不可	SFRC	—	SFRC	—	0	0
553km882m	無筋不可	SFRC	—	SFRC	—	0	0
553km897m	無筋不可	SFRC	—	SFRC	—	0	0
553km906m	無筋不可	SFRC	—	SFRC	—	0	0
553km918m	無筋不可	SFRC	—	無筋	—	横断方向	0
553km959m	無筋不可	SFRC	—	無筋	—	側壁部	0

注 1) 覆工打設時変位速度欄の“—”は、覆工打設時変位速度が0.1mm/月未満を示す。

注 2) ひび割れ欄の“0”は0.2mm以上のひび割れがないことを示し、“—”は調査データがないことを示す。

表 6.1 覆工構造の判定結果一覧表(2/2)

キロ程	覆工構造の判定結果				覆工打設時 変位速度 >0.1mm/月	ひび割れ実績	
	手法1	手法2	手法3	実績		0.2mm以上	0.6mm以上
554km015m	無筋不可	SFRC	—	鉄筋	—	側壁部	側壁部
554km026m	無筋不可	SFRC	—	鉄筋	—	側壁部	側壁部
554km100m	無筋不可	無筋	—	無筋	—	側壁部	側壁部
554km160m	無筋	無筋	—	無筋	—	側壁部	天端部
554km200m	無筋	無筋	—	無筋	—	側壁部	側壁部
554km260m	無筋	無筋	—	無筋	—	側壁部	天端部
554km337m	無筋	無筋	—	無筋	—	0	0
554km347m	無筋	無筋	—	SFRC	—	0	0
554km356m	無筋	無筋	—	SFRC	—	0	0
554km405m	無筋不可	SFRC	—	鉄筋	—	—	—
554km490m	無筋不可	SFRC	—	鉄筋	—	—	—
554km510m	無筋不可	SFRC	無筋不可	鉄筋	3.59	—	—
554km520m	無筋不可	SFRC	無筋不可	鉄筋	7.48	—	—
554km560m	無筋不可	SFRC	—	鉄筋	—	—	—
554km605m	無筋不可	SFRC	—	無筋	—	横断方向	横断方向
554km645m	無筋不可	SFRC	—	無筋	—	横断方向	横断方向
554km655m	無筋不可	SFRC	—	鉄筋	—	側壁部	0
554km665m	無筋不可	SFRC	—	鉄筋	—	0	0
554km679m	無筋不可	SFRC	—	鉄筋	—	側壁部	側壁部
554km685m	無筋不可	SFRC	—	無筋	—	0	0
554km695m	無筋不可	SFRC	—	無筋	—	0	0
554km750m	無筋不可	SFRC	—	無筋	—	側壁部	側壁部
554km790m	無筋不可	無筋	—	無筋	—	側壁部	0
554km852m	無筋	無筋	—	無筋	—	0	0
554km900m	無筋	無筋	—	無筋	—	天端部	天端部
554km960m	無筋	無筋	—	無筋	—	側壁部	0
555km008m	無筋	無筋	—	無筋	—	0	0
555km038m	無筋	無筋	—	無筋	—	0	0
555km095m	無筋	無筋	—	無筋	—	0	0
555km155m	無筋	無筋	—	無筋	—	0	0
555km215m	無筋	無筋	—	無筋	—	0	0
555km245m	無筋	無筋	—	無筋	—	0	0
555km305m	無筋不可	SFRC	—	SFRC	—	0	0
555km310m	無筋不可	SFRC	無筋不可	SFRC	0.13	0	0
555km314m	無筋不可	SFRC	—	SFRC	—	0	0
555km319m	無筋不可	SFRC	—	SFRC	—	側壁部	側壁部
555km326m	無筋不可	SFRC	無筋不可	SFRC	0.37	0	0
555km329m	無筋不可	SFRC	無筋不可	SFRC	0.19	0	0
555km335m	無筋不可	SFRC	—	SFRC	—	0	0
555km343m	無筋不可	SFRC	—	SFRC	—	0	0
555km350m	無筋不可	SFRC	—	SFRC	—	0	0
555km377m	無筋	SFRC	—	無筋	—	0	0

注 1) 覆工打設時変位速度欄の“—”は、覆工打設時変位速度が0.1mm/月未満を示す。

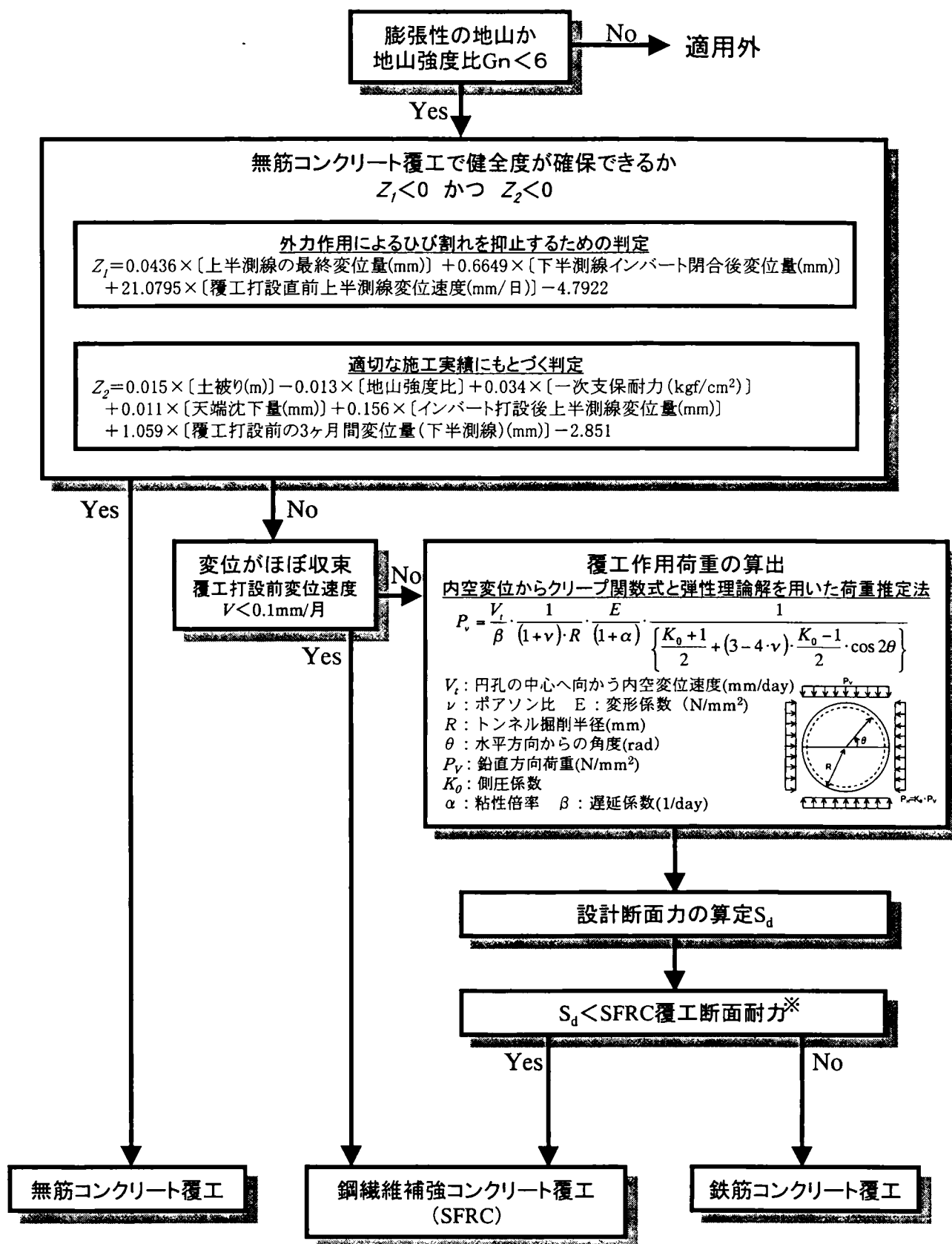
注 2) ひび割れ欄の“0”は0.2mm以上のひび割れがないことを示し、“—”は調査データがないことを示す。

6.2 覆工設計法の提案

本節では前節における検討結果から、最終的な覆工設計法を提案する。この設計法は、できるだけ複雑な計算を必要とせず、なおかつ適切に覆工の仕様を決定することを主眼としている。覆工設計フローを図 6.1 に示す。以下に設計手順について述べる。

- 1) まず、対象トンネルが膨張性地山の地形・地質かどうかの判断を行う。特に「土圧が大きいと推定可」とされている地山強度比 6 以下を膨張性土圧が発生しやすい地質と判断し、6 以上の場合は土圧が作用しにくいとして適用外とする。
- 2) 次に手法 1（外力によるひび割れを抑止するための判定）および手法 2（適切な施工実績にもとづく判定）において無筋コンクリート覆工で健全度が確保できるかどうかの評価を行い、確保できる場合は無筋コンクリートとし、確保が困難な場合は、覆工の補強を検討する。
- 3) すなわち無筋コンクリートでは健全度が満足出来ない場合で覆工打設時に変位がほぼ収束すると想定される場合は極端に大きな荷重は作用しないと考えられることから SFRC を選定する。逆に、覆工打設時期の変位速度が大きくなることが予想される場合には、手法 3（内空変位から算出した推定荷重とひび割れ発生時の耐力評価によるノモグラムを用いた覆工仕様選定手法）の前半の手法により荷重推定を行う。
- 4) その推定荷重が SFRC の許容耐力を満足する場合には SFRC で十分と判断し、耐力を超える場合には鉄筋コンクリートとし、必要な配筋量を決定する。

対象トンネルの岩手一戸トンネルではトンネル掘削～覆工打設までの期間が半年～2 年と比較的長くなっているが、通常このように覆工打設時期を遅らせることが可能となるとは限らない。覆工打設時に変位が収束していないことは多く起こり得ると考えられるため、作用荷重の算出を行ったうえで構造計算を行うケースも必要となると考えられる。



※SFRCの耐力評価についてはいくつかの手法¹⁰⁾¹¹⁾が示されている。

図 6.1 膨張性地山におけるトンネル覆工の設計法

6.3 まとめ

本章では、第3章～第5章において検討した覆工仕様の選定手法を、岩手一戸トンネルの実施工データを用いて対比検証した。またこの検証結果にもとづき新たな覆工設計法の提案を行った。以下にまとめを述べる。

- 1) 施工データを用いた各手法による覆工仕様選定結果では、手法1の場合、ひび割れ抑止を前提とした判定にもかかわらず、覆工の施工実績と非常に近い結果となったが、手法2では、施工実績にもとづく選定法ではあるが、「SFRC」と選定されたスパンが多く、安全側の設計となった。手法3については、97スパン中、判定が可能となったのは5スパンのみと少なく、覆工打設時に変位が収束している場合には適用が不可能となる。
- 2) 手法3により選定が可能となるスパンでは、手法1、手法2と結果が一致しており、実績をもとに統計的に導かれた手法が理論的な手法により検証がなされたため、手法1および2の判別式を最適な設計法として提案する。
- 3) 覆工打設時に変位が収束しておらず、ある程度大きい荷重の作用が想定されるような場合には、手法3のうち、荷重推定までの手法を用いて作用荷重を算定し、構造計算により設計を行うことが望ましい。
- 4) 提案された覆工設計法は、トンネルの建設時に変状の初期段階で発生する覆工のひび割れを極力少なくすることにより将来的な危険性を最小限とするという概念にもとづいており、覆工打設後に時間の経過とともに土圧が増加するような膨張性地山における覆工の設計法としては適切な設計法と考えられる。
- 5) 提案された覆工設計法は、既往の設計法では評価の出来なかった、変位がほぼ収束した後に覆工を打設した場合でも覆工へ荷重が作用することへの評価が可能となる。
- 6) 提案された覆工設計法において最良の手法と位置付けた判別式は、岩手一戸トンネルの一部区間のデータにより導かれたものであるため、地質や施工法およびその他の条件が変化した場合、同じように適用できるかどうかについては本提案手法における今後の課題である。

第7章 結論

本論文は膨張性地山における覆工の設計法の確立を目的として行った研究の成果についてまとめたものである。各章の概要あるいは結論を以下に示す。

第1章では序論として覆工設計についての現在の課題を取り上げたうえで、研究の目的と論文の構成を述べた。

第2章では前半で既往の関連する様々な研究について知見を示し、後半では膨張性地山における施工事例および供用開始後の変状事例について紹介し、知見を述べた。

第3章では膨張性地山における覆工のひび割れ発生特性について検討を行うとともに、多変量解析によりひび割れ発生に関する判別式を求めた。具体的には、東北新幹線岩手一戸トンネルのうち、膨張性を有する区間4km間の覆工のひび割れ調査にもとづき、その結果から地山の変形、覆工内の応力状態とひび割れの発生関係について、基礎的な分析を行った。その結果、ひび割れの発生は覆工内の応力状態に大きく影響を受けて発生しており、その応力状態は覆工打設直前変位速度が表す未収束変位に伴う短期残留荷重、最終変位量やインバート閉合後変位量が表現する長期残留荷重により引き起こされていることを想定することができた。また、多変量解析により求めたひび割れの発生を最も適切に判定する判別式は、上半測線の最終変位量、下半測線のインバート閉合後変位量および覆工打設直前の上半測線変位速度で表され、仮定した短期残留荷重、長期残留荷重の複合的作用を表現する式となっている。さらに、判別式を用いることにより、変位の状況からひび割れ発生を予測し、覆工材料や覆工打設時期などを検討することが容易に行える可能性を示した。最後に、鋼繊維による補強区間のひび割れ特性分析および判別式のSFRC施工区間への適用結果から、SFRC覆工のひび割れ発生に対する抑止効果を確認し、同時に判別式の有効性を検証することができた。

第4章ではトンネル掘削前に得られる地形、地質データや、掘削中に得られる変位データを説明変数として適宜組合せ、ひび割れの発生量や覆工仕様を目的変数として多変量解析を行った。具体的には、まず、無筋コンクリート覆工におけるひび割れ発生量については土被り、地山強度比および一次支保耐力との間の相関は小さく、ひび割れを予測することは不可能であるが、変位・変位速度を説明変数に加えると、相関が高くなることが確認できた。特に、「ひび割れ密度」との相関が最も高く、実用に十分な精度のひび割れ密度の予測が実現できることを示した。また、算出された予測式に変位の大きなSFRC区間のデータを代入した

結果、予測されたひび割れ密度は実際のひび割れ密度より大きくなったことから、SFRC によってひび割れの発生が抑制されたということがわかった。同時に、無筋コンクリートのひび割れ密度の予測値が 0.3 本/m 以上の場合には、SFRC を打設していた傾向も確認できた。次に、覆工仕様については、適切な選定がなされていたと判断されるスパンのデータのみを利用し、判別分析を行った結果、掘削前に得られる土被りや地山強度比および一次支保耐力に変位・変位速度を加えた場合、かなり高い確率で覆工仕様を予測できることを確認し、ひび割れを適切に抑制できる覆工仕様を選定できることを示した。

第 5 章では膨張性を呈したトンネルにおける測定結果を用い、覆工応力測定結果にもとづく覆工への作用荷重の推定および内空変位計測データをもとに弾性理論解を用いた荷重の推定方法について検討した。また、覆工作用荷重を推定した後、骨組解析等を用いずに設計をより簡易にするためのノモグラムを用いて覆工仕様（無筋コンクリート覆工の可否）を選定する方法を検討した。具体的には前半においては、覆工応力測定結果から、覆工に作用する膨張性地山からの荷重形態（側圧係数）は、鉛直荷重よりも側方荷重の方がやや大きくなる傾向が見られ、その値は側圧係数 $K_0=1.0\sim 1.2$ と評価できた。また、覆工応力測定結果から、覆工作用荷重は $P_v=10\sim 190\text{kN/m}^2$ （換算土被り $0.1\sim 1.0D$ ）程度とそれほど大きな荷重ではないことが判明した。さらに、登坂らの研究に一部修正を加えた内空変位から覆工への作用荷重を推定する手法では、下半測線の内空変位をクリープ関数式により適切にモデル化することで、精度良く作用荷重を推定することが分かった。その中でクリープ関数式を用いる場合には、クリープ変形時における適用データの計測頻度を一定とし、特に覆工打設時期における整合を図る必要がある。また、覆工作用荷重の推定にあたっては、内空変位自体がキロ程毎にばらつきを示していることと荷重推定値が低めの値を示す傾向が見られることから、実際の施工に反映させる場合には土被りや地質状況、内空変位等を考慮したうえで設計範囲を設定し、作用荷重に対する安全率等を考慮した設計を行う必要がある。後半においては、ひび割れ断面をモデル化する既往手法により、ひび割れ発生時およびひび割れ幅 0.2mm 開口時の無筋コンクリートの耐力評価を行い、覆工作用荷重の境界値を設定することにより、無筋コンクリート覆工の可否を判定する簡易判定ノモグラムを作成した。その結果、内空変位測定値から推定した覆工作用荷重に対して、計測結果のばらつきや安全率確保の観点から補正係数 5.5 を乗じた値を設計荷重とすることで、適切に覆工耐力を評価することができることが分かった。

第 6 章では、膨張性地山における覆工設計法の提案を行った。ここでは第 3 章～第 5 章に

において検討した覆工仕様の選定手法を、岩手一戸トンネルの実施工データを用いて対比検証し、この検証結果にもとづき新たな設計法の提案を行った。具体的には、実施工データを用いた各手法による覆工仕様選定結果の対比により、第3章の手法の場合、覆工の施工実績と非常に近い結果が得られ、第4章の手法では、第3章の手法と比較して安全側の設計となることを確認した。また第5章の手法については、判定が可能となったスパンが少なく、覆工打設時に変位が収束している場合には適用が不可能となることが分かった。しかし、第5章の手法により選定が可能となるスパンでは、第3章、第4章の手法と結果がよく一致しており、実績をもとに統計的に導かれた手法が理論的な手法により検証がなされたことから、第3章および第4章の判別式を最適な設計法として提案した。また、覆工打設時に変位が収束しておらず、ある程度大きい荷重の作用が想定されるような場合には、第5章の手法のうち、荷重推定までの手法を用いて作用荷重を算定し、構造計算により設計を行うことが望ましいと考えられる。

以上、各章における概要および結論を述べたが、本論文において提案された覆工設計法は、トンネルの建設時に変位の初期段階で発生する覆工のひび割れを極力少なくすることにより将来的な危険性を最小限とするという概念にもとづいており、覆工打設後に時間の経過とともに土圧が増加するような膨張性地山における覆工の設計法としては適切な設計法と考えられる。また、既往の設計法では評価のできなかった、変位がほぼ収束した後に覆工を打設した場合でも覆工へ荷重が作用することへの評価が可能となっており、新たな設計法として提案するものである。しかしながら、最良の手法と位置付けた判別式は、岩手一戸トンネルの一部区間のデータにより導かれたものであるため、地質や施工法およびその他の条件が変化した場合、同じように適用できるかどうかについては本提案手法における今後の課題であると考えている。すなわち、異なった地質、地形または施工法を有しているトンネルの掘削前の地質、地形データや掘削中の変位データ、施工データ、覆工施工後のひび割れ発生データなどの各種データを用いて同様の分析を行うことにより、本提案手法がそのまま他のトンネルに適用できるものなのか、地質や施工法が変化する場合には判別式の適用が不可能となるかについてさらなる検証を行っていく必要があると思われる。また、本論文において覆工への作用荷重の検証を行った岩手一戸トンネルは、トンネル掘削から覆工打設までの期間が長期に及んだため、覆工打設時の変位速度が小さく、推定荷重自体も換算土被りで1D以下と小さいものとなっているが、変位が収束しない早期に覆工を打設するケースも考えられることから、そのようなトンネルでの推定作用荷重が大きい場合についての検証を行うことによ

り、本提案手法が微少なひび割れが発生する程度の荷重が小さい場合と構造の不安定が発生するような荷重が大きい場合の両方を網羅した設計法となっていくものと考えられる。

参考文献

- 1) 運輸省：トンネル安全問題検討会報告書－事故の原因推定と今後の保守管理のあり方－、2000
- 2) (財)鉄道総合技術研究所：変状トンネル対策工設計マニュアル、pp.131-173、1998.2
- 3) 日本道路公団試験研究所：トンネル変状対策事例集、試験研究所技術資料第 357 号、1998.10
- 4) 日本鉄道建設公団：NATM 設計施工指針、p.305、1996.2
- 5) 土木学会：トンネル標準示方書〔山岳工法編〕・同解説、p.215、1996.8
- 6) 土木学会：トンネル標準示方書〔山岳工法編〕・同解説、p.91、1996.8
- 7) (財)鉄道総合技術研究所：トンネル補強・補修マニュアル、pp.62-67、1990.10
- 8) 土木学会：山岳トンネル覆工の現状と対策、トンネルライブラリー第 12 号、pp.66-68、2002.9
- 9) (財)鉄道総合技術研究所：変状トンネル対策工設計マニュアル、pp.177-179、1998.2
- 10) 松岡茂・益田彰久・松尾庄二・柳博文：ひび割れを考慮したトンネル覆工解析に関する研究、土木学会論文集 No.554／Ⅲ-37、pp.147-155、1996.12
- 11) 松岡茂・益田彰久・松尾庄二・柳博文：鋼繊維補強コンクリートを用いたトンネル覆工解析に関する研究、土木学会論文集 No.585／V-38、pp.189-198、1998.2
- 12) 社団法人日本鉄鋼連盟：鋼繊維補強コンクリート設計施工マニュアル トンネル編〔第 2 版〕、技報堂、pp.173-197、2002.11
- 13) 福島啓一・近久博志：NATM を用いて掘削したトンネル二次覆工のひび割れ原因について、第 15 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集、pp.215-219、1983.2
- 14) 土木学会：山岳トンネル覆工の現状と対策、トンネルライブラリー第 12 号、pp.69-70、2002.9
- 15) 土木学会：トンネル標準示方書〔山岳工法編〕・同解説、p.95、1996.8
- 16) 高山昭・笹木胖・関順一：NATM（連載口座 19）、トンネルと地下 Vol.13、No.7、pp.65-75、1982.7
- 17) 江村康博・山本和夫・出頭圭三：NATM における 2 次覆工のクラック（福知山線第 1 名塩トンネル）、トンネルと地下 Vol.13、No.8、pp.33-41、1982.8
- 18) 小野田滋・依藤平一・田中鶴三・石留和雄・吉沢満：NATM における二次覆工ひ

- び割れの追跡調査、土木学会第 44 回年次学術講演会、pp.322-323、1989.10
- 19) 杉浦高広・中井健司・佐藤京・西村克弘・三上隆：二次覆工のひび割れ発生に対する施工状態・環境の影響について、トンネル工学研究論文・報告集第 9 巻、pp.177-182、1999.11
 - 20) 久慈雅栄・井上博之・橋詰茂：偏平大断面トンネルの地山挙動の予測に関する研究、前田技術研究所報、Vol.37、pp.81-88、1996
 - 21) 原敏昭・西牧均・和田一成・斎藤章：応用地質における調査・解析技術の新展開 TDEM 法のトンネル調査への展開、応用地質、Vol.38、No.6、pp.337-348、1998.2
 - 22) 桑原洋・岡村光政・志関彰男：TDEM 法を用いたトンネル岩盤調査、電力土木、No.289、pp.128-132、2000.9
 - 23) 柴田一成・佐々木牧夫・阿部寿：水力発電所導水路トンネル無巻判定基準に関する研究、電力土木、No.265、pp.11-17、1996.9
 - 24) 山本真哉・小沢啓明・水戸義忠・青木謙治：多変量自己回帰モデルを用いた圧力水路トンネル覆工コンクリートの挙動分析、岩の力学国内シンポジウム講演論文集、Vol.11th、No.Pt.2、pp.395-400、2001.12
 - 25) NAKAO, K.・KOYAMA, S. : Statistical weight analysis on the parameters for geomechanics classification of tunnelling、土木学会論文集、No.346、pp.107-115、1984.6
 - 26) 池口正晃・真下英人・大杉一郎：補助工法選定の評価指標に関する研究、岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集、Vol.27th、pp.56-60、1996.2
 - 27) 永井誠二・菊池晋・米沢幸治・小林雅樹・玉井靖広：脆弱な地山における地質評価の一考察、日本国土開発技術研究報告、No.19、pp.23-28、2002
 - 28) 鍛冶茂仁：ボーリング調査データによるトンネル施工法の選定、品質管理、Vol.33、No.11、pp.1793-1796、1982.11
 - 29) LIU, Q.・BROSCH, F. J.・KLIMA, K.・RIEDMULLER, G. : Evaluation of data during tunnelling by using an expert system、Tunn People、Vol.1、pp.97-102、1997
 - 30) 赤木渉・伊藤哲男・城間博通・小川邦彦・井上隆：切羽観察評価区分値と支保選定に関する一考察、トンネル工学研究論文・報告集、Vol.12、pp.447-452、2002.11
 - 31) 山本拓治・白鷺卓・水戸忠義・山本真哉・青木謙治：TBM 掘削データを用いた支保の合理的選定方法について、岩の力学国内シンポジウム講演論文集、Vol.11th、F22、2001.12
 - 32) 白鷺卓・山本拓治・水戸義忠・山本真哉・青木謙治：TBM 機械データを利用した支保

の合理的選定方法、岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集、Vol.32th、pp.269-274、2003.1

- 33) 伊藤雅夫・勝又正治：多変量解析を用いたシールド工事における横断方向沈下形状の予測、前田技術研究所報、Vol.25、pp.1-8、1984.6
- 34) 神藤健一・鷺沢栄紀：土被りの大きい円形素掘りトンネルの三次元模型実験の考察、岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集、Vol.17th、pp.286-290、1985
- 35) 金井誠・安田孝：世界最大径泥水シールド・トンネル工事における CATS、油圧技術、Vol.26、No.6、pp.43-55、1987.6
- 36) 菊池正・中村正博・秩父顕美・岸下崇裕：AE 法を用いた土砂トンネルの安定性評価、フジタ技術研究所報、No.29、pp.49-54、1993.10
- 37) 木谷日出男：施工データ分析に基づく砂質土地山のトンネル切羽安定性評価に関する考察、応用地質、Vol.40、No.4、pp.231-239、1999.10
- 38) 木谷日出男：土砂トンネルの切羽安定性評価に基づく地山分類法に関する研究、鉄道総研報告、特別 41、p.248、2000.5
- 39) 秩父顕美・吉野広司・佐藤一彦：音響診断法を用いたシールド掘進機の運転監視方法に関する研究、土木学会論文集、No.665、pp.137-146、2000.12
- 40) 北川修三・登坂敏雄・長谷川達也・中川信男・鈴木一成：膨張性地山における二次覆工の設計、トンネル工学研究論文・報告集 第 7 巻、pp.153-158、1997.11
- 41) 伊藤隆・越智修・小山昭・長谷川達也・永田章：膨張性地山における二次覆工簡易設計のためのノモグラム作成、トンネル工学研究論文・報告集 第 9 巻、pp.155-160、1999.11
- 42) 登坂敏雄・前田昌康・福田勝美・西村元男：膨張性軟岩における二次覆工の設計に関する考察、土木学会論文集 No.623/IV-43、pp.109-118、1999.6
- 43) 豊原正俊・長谷川雅彦・山田研一・平野広幸：膨張性地山におけるトンネル覆工の設計法の開発、土木学会第 55 回年次学術講演会、pp.166-167、2000.9
- 44) 山本和義・平野広幸・江戸川修一・豊原正俊・長谷川雅彦：膨張性地山における覆工の設計手法、トンネル工学研究論文・報告集 第 10 巻、pp.239-244、2000.11
- 45) 桜井春輔・竹内邦文：トンネル掘削時における変位計測結果の逆解析法、土木学会論文報告集 第 337 号、pp.137-145、1983.9
- 46) 桜井春輔・芥川真一：地盤工学における逆解析、土と基礎、pp.69-74、1996.3

- 47) 桜井春輔・芥川真一・徳留修：ノルム最小化法に基づく非弾性ひずみの逆解析、土木学会論文報告集 No.517／Ⅲ-31、pp.197-202、1995.6
- 48) 高橋浩・谷井敬春・石松辰博・進土正人・中川浩二：押出し性地山における二次覆工の設計荷重の設定方法に関する考察、トンネル工学研究論文・報告集 第 12 巻、pp.45-52、2002.11
- 49) 土山茂希・入川誠・河田孝志・熊坂博夫：NATM の設計における理論解の適用、土木学会第 41 回年次学術講演会概要集、’ -372、pp.743-744、1986
- 50) 北川修三：軟岩トンネルでの膨圧現象と対策工法に関する研究、京都大学博士論文、2002.9
- 51) 光木香・小幡芳文：北陸新幹線飯山トンネル地質調査最終報告、トンネルと地下 31 巻 7 号、2000.7
- 52) 井上俊隆・川原敏明・宮林秀次：強大な地圧に挑む(1)、トンネルと地下第 9 巻 4 号、1978.4
- 53) 井上俊隆・川原敏明・宮林秀次：強大な地圧に挑む(2)、トンネルと地下第 9 巻 5 号、1978.5
- 54) 土居則夫・服部修一・林 淳：膨張性地山への挑戦（続報）、トンネルと地下 21 巻第 7 号、1990.7
- 55) 豊原正俊・早坂治敏・江戸川修一：鋼製支保工の高耐力化と早期閉合で膨圧を克服 北陸新幹線朝日トンネル東工区、トンネルと地下第 29 巻 12 号、pp.7-17、1998.12
- 56) 谷井敬春・下田哲史・高橋浩・菊池裕一・釜谷薫幸：日暮山トンネルにおける早期閉合を目的とした導坑先進工法について、トンネル工学研究論文報告集第 11 巻、pp.209-214、2001.11
- 57) 佐藤重知・池田豊・高橋信夫・一條勝：第三紀凝灰岩の膨張性地山を掘る（2）、東北新幹線 岩手トンネル一戸工区、トンネルと地下第 25 巻第 5 号、pp.15-20、1994.5
- 58) 奥村皓一・和地強・怡土一美：SFRC 覆工で収束しない変位に対抗 東北新幹線岩手トンネル女鹿工区、トンネルと地下 第 29 巻 5 号、pp.7-18、1998.5
- 59) 田中一雄・川上純・池田宏・怡土一美：切羽変位計測による切羽崩壊予測の一試み 東北新幹線岩手トンネル女鹿工区、トンネルと地下 第 29 巻 6 号、pp.55-60、1996.6
- 60) (財)鉄道総合技術研究所：トンネル補強・補修マニュアル、pp.115-126、1990.10
- 61) (財)鉄道総合技術研究所：変状トンネル対策工設計マニュアル、pp.132-160、1998.2

- 62) 土木学会 : 山岳トンネル覆工の現状と対策トンネルライブラリー第 12 号、pp.28-29、2002.9
- 63) 梅原俊夫 : 山岳トンネル 新幹線トンネルにおける急速施工と膨張性地山の克服、土木学会誌 vol.88 no.11、pp.10-13、2003.11
- 64) 岡崎準・小川淳・山本秀樹・田村武 : 膨張性地山におけるトンネル覆工の荷重推定に関する検討、第 33 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集、投稿中、2004.1
- 65) 日本鉄道建設公団 : NATM 設計施工指針、pp.36-42、1996.2
- 66) 朝倉俊弘・小島芳之 : 膨張性地山の調査・試験・解析、地質と調査 第 1 号、pp.7-14、1995
- 67) 小島芳之・櫻井孝 : トンネルにおける岩石試験結果の利用、地質と調査 第 1 号、pp.19-26、1991
- 68) 仲野良紀 : 膨張性地山の実体、トンネルと地下 第 6 巻 10 号、pp.15-25、1975.10
- 69) 土木学会 : トンネル標準示方書 [山岳工法編]・同解説、p.36、1996.8
- 70) 岡崎準・小川淳・白鷺卓・田村武 : 膨張性地山におけるトンネル覆工の仕様選定に関する多変量解析、第 48 回地盤工学シンポジウム論文集、2003.11
- 71) 社団法人日本道路協会 : 道路トンネル観察・計測指針、p.192、1993
- 72) 土木学会 : トンネル標準示方書 [山岳工法編]・同解説、p.36、1996.8
- 73) E. フック・E. T. ブラウン (小野寺透・吉中龍之進・斉藤正忠・北川隆訳) : 岩盤地下空洞の設計と施工、土木工学社、pp.183-191、1985
- 74) 日本道路公団試験所 : トンネルの標準設計に関する研究報告書、試験所技術資料第 350 号、p.18、1986.2
- 75) 整備五新幹線経済調査トンネル分科会設計WG 報告書、p.38、1983.5
- 76) 岡崎準・小川淳・田村武 : 膨張性地山におけるトンネル覆工のひび割れ発生状況に関する考察、第 13 回トンネル工学研究論文・報告集、2003.11
- 77) (財)鉄道総合技術研究所 : 変状トンネル対策工設計マニュアル、pp.194-212、1998.2
- 78) 土木学会 : コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]、p.26、2002.3

謝 辞

筆者は、1968年日本鉄道建設公団に入社以来、35年余の間、主として新幹線建設、就中、トンネルの設計施工に従事してまいりました。

近年、トンネル覆工コンクリート片が、老朽化などの原因により剥落するといった事故や、膨張性地山の難工事を克服して完成したトンネルで、剥落には至っていないものの、変状が発生し改築・補修工事を実施している事例が報告されております。本研究はこれらを踏まえ、これまでの掘削至上主義から、トンネル本来の目的である「安全な地下空間を確保する」という原理原則に立ち戻り、建設段階からひび割れを極力抑制し、将来の耐久性・安全性を確保することを目的として、東北新幹線岩手一戸トンネルで得られた各種計測データを分析することにより、覆工コンクリートの実用的かつ合理的な設計法について一考察を試みたものであります。

研究を進めるにあたりましては、京都大学大学院工学研究科 田村武教授に暖かい励ましと、懇切丁寧な御教導をいただき、さらに本論文のとりまとめにあたりましては、適切な御助言を賜り衷心より御礼申し上げます。

本論文の作成にあたりましては、京都大学大学院工学研究科 大西有三教授、同 朝倉俊弘助教授から、論文の内容、構成等、細部にわたり適切な御指導と御助言をいただきました。さらに、京都大学大学院工学研究科 家村浩和教授、同地球環境学堂 嘉門雅史教授からは、有益な御教示をいただきました。ここに厚く御礼申し上げる次第であります。

本論文のとりまとめにあたりましては、鉄道建設・運輸施設整備支援機構（旧日本鉄道建設公団）飯田廣臣氏、同 服部修一氏、同 名越次郎氏、同 野々村政一氏、同 登坂敏雄氏、同 小川淳氏、鹿島建設株式会社 一條勝氏、同 山本拓治氏、同 白鷺卓氏、パシフィックコンサルタンツ株式会社 山本秀樹氏、同 松長剛氏、同 工藤健氏他の絶大なる御協力をいただきました。

とりわけ小川淳氏には、論文作成の当初から共同研究者として御協力いただき、心から感謝申し上げます。

終りに、本論文の完成に至るまでの間、有形無形の御支援、御協力をいただきました多くの方々に、この場をお借りして感謝申し上げるとともに、本研究がトンネル技術の発展の一助になれば望外の喜びであります。